



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2014

**Samuel dos Santos
Carvalho**

**Influência da direção de propagação dos sismos
na resposta estrutural de edifícios de betão
armado**



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2014

Samuel dos Santos Carvalho **Influência da direção de propagação dos sismos na resposta estrutural de edifícios de betão armado**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, sob coorientação científica do Professor Doutor Humberto Salazar Varum, Professor Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e sob coorientação científica do Doutor Vítor Emanuel Marta da Silva, Investigador da GEM Foundation, Pavia, Itália.

Aos meus Pais e Irmão

“Põe tudo o que és na mais pequena coisa que faças.”

Fernando Pessoa.

o júri

presidente

Prof. Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa

Professora Associado da Universidade de Aveiro

Doutor Mário António Lage Alves Marques

Investigador de Pós-Doutoramento da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa

Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

agradecimentos

A elaboração e exposição desta dissertação representa o terminar de uma etapa deveras enriquecedora, não só a nível de conhecimento científico como também a nível pessoal e emocional. O término desta dissertação marca o início de uma caminhada, que seguramente irá ser mais fácil e abençoada tendo as bases científicas e amizades que adquiri na Universidade de Aveiro ao longo destes anos.

Em primeiro lugar ao Dr. Vítor Silva, um investigador fantástico e de uma sabedoria inigualável, um agradecimento muito especial por tudo. Pela sua disponibilidade em transmitir o seu conhecimento e ajuda em todas as dificuldades que foram surgindo, pela sua simpatia e amizade que demonstrou. Pelas conversas de enriquecimento científico, pela sua dedicação e ambição em todas as etapas, sempre disposto a transmitir os seus conhecimentos e a inovar de forma a cativar para que a paixão e vontade de realizar este projeto nunca se esvanecesse.

Quero destacar também os professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro que me transmitiram boas lições por via técnica e pessoal.

Aos meus eternos companheiros e melhores amigos Eurico Correia, Vítor Silva, José Silva e Tiago Carvalho por estes inesquecíveis seis anos que passamos juntos, por inúmeras aventuras e conversas. Por estarem sempre disponíveis nos bons e maus momentos. Por terem feito parte de uma etapa importante da minha vida e que sempre me irão acompanhar. Um obrigado não será suficiente. À Regina Sousa, Catarina Mendes, Ana Ministro e Daniela Rodrigues também um agradecimento especial por todo o apoio ao longo destes seis anos.

A todos os meus amigos e colegas que não destaquei também tenho um agradecimento especial, porque sem eles não teria sido como foi.

À minha família por serem pessoas fantásticas e unidas e terem ajudado na minha educação.

Aos meus pais e irmão o agradecimento mais especial. Aos meus pais por tudo o que fizeram por mim nestes 24 anos e que continuam a fazer todos os dias. São claramente os dois pilares da minha vida e sempre lutaram para que nunca me faltasse nada. A eles agradeço profundamente por me terem dado a educação, amor e terem feito de mim o homem que sou hoje. Tudo o que fizeram por mim nunca será esquecido. Ao meu irmão por ter sido e continuar a ser o meu melhor amigo de sempre e me ter apoiado desde o minuto zero até hoje.

O meu sincero e eterno agradecimento a todos.

palavras-chave

Análise sísmica bidirecional, IDA, *pushover*, fragilidade, capacidade, *SeismoStruct*.

resumo

A presente tese de dissertação destina-se a avaliar o comportamento estrutural de um edifício real quando sujeito a ações sísmicas em duas direções. Para tal, foram realizadas análises dinâmicas incrementais (IDA), aplicando 20 sismos reais por nível de intensidade, no programa de cálculo *SeismoStruct*. O principal objetivo deste estudo visa a comparação de curvas de fragilidade, por forma a avaliar a importância da análise bidirecional.

Primariamente foi realizada uma avaliação da capacidade de resposta da estrutura a cargas laterais através de análises *pushover*, permitindo assim a avaliação da direção mais frágil da estrutura.

Através das curvas de fragilidade obtidas, foi possível determinar as probabilidades da estrutura ultrapassar determinado estado limite de dano. Na perspetiva da análise sísmica, a consideração de danos é inevitável, sendo definidos diferentes estados limite que se diferenciam essencialmente pelo grau de dano apresentado.

Os resultados desta dissertação demonstram a importância de considerar as várias direções de solicitação na análise numérica de estruturas e derivação de curvas de vulnerabilidade, e são apresentadas várias recomendações para mitigar este problema.

keywords

Bidirectional seismic analysis, IDA, pushover, fragility, capacity, SeismoStruct.

abstract

This dissertation is intended to evaluate the structural behavior of a real building when subjected to seismic actions in two directions. To do this, incremental dynamic analyses (IDA) were performed, applying 20 real earthquakes by intensity level in calculation program - SeismoStruct. The aim of this study is to compare fragility curves, in order to assess the importance of two-way analysis.

Primarily an assessment of the responsiveness of the structure was carried out by lateral loads pushover analysis, thus allowing evaluation of the weakest direction of the structure.

Through the fragility curves obtained, it was determined the odds of the structure exceeds a certain limit state damage. In the perspective of the seismic analysis, consideration of damage is inevitable, being defined different limit states which differ essentially by degree of damage.

The results of this work demonstrate the importance of considering the various request directions in the numerical analysis of structures and derivation of vulnerability curves and are presented several recommendations to mitigate this problem.

Índice

Índice	xv
Índice de figuras	xvii
Índice de tabelas	xix
1. Introdução.....	3
1.1. Enquadramento	3
1.2. O impacto da atividade sísmica	5
1.3. Avaliação da vulnerabilidade sísmica.....	8
1.4. Motivação	10
1.5. Objetivos	10
1.6. Organização	11
2. Importância da análise bidirecional.....	15
2.1. Análise estrutural bidirecional	16
2.1.1. Curvas de fragilidade.....	18
2.2. Caso de estudo	20
3. Modelação numérica	27
3.1. Características da resposta estrutural.....	27
3.2. Princípios da não linearidade dos materiais.....	29
3.2.1. Modelação numérica do comportamento do betão.....	30
3.2.2. Modelação numérica do comportamento do aço	31
3.3. Modelação de estruturas de betão armado: comportamento sísmico.....	32
3.4. <i>SeismoStruct</i> – <i>Software</i> de análise estrutural	34

3.4.1.	Materiais	36
3.4.2.	Formulação de elementos finitos	37
3.4.3.	Definição de massas	39
3.4.4.	Amortecimento	40
3.4.5.	Convergência	40
4.	Metodologias de análise não linear	45
4.1.	Conceitos gerais	45
4.2.	Análise estática não linear – <i>Pushover</i>	47
4.3.	Análise dinâmica não linear – <i>incremental dynamic analysis</i>	50
4.4.	Seleção de acelerogramas	54
4.5.	Derivação de curvas de fragilidade	55
5.	Resultados	59
5.1.	Curvas capacidade	60
5.2.	Curvas de fragilidade	62
5.3.	Discussão resultados	65
6.	Considerações finais	69
7.	Referências Bibliográficas	73

Índice de figuras

Figura 1.1 - Catálogo de eventos sísmicos compreendidos entre o ano 1000 e 1903 (GEM, 2013).....	5
Figura 1.2 - Distribuição cumulativa dos edifícios em Portugal de acordo com o seu período de construção, aquando dos Censos de 2011. As linhas a tracejado representam os períodos em que surgiram novas regulamentações construtivas (Silva, 2013).....	8
Figura 1.3 - Probabilidade de excedência de três limites de dano usando dados empíricos (esquerda - Colombi et al., 2008) e análises numéricas (direita - Akkar et al., 2005).	9
Figura 2.1 - Modelo numérico da estrutura em estudo na presente dissertação.....	18
Figura 2.2 - Curvas de fragilidade considerando duas direções (adaptado de Tarque et al., 2011).....	20
Figura 2.3 - (a) Planta e (b) corte transversal da estrutura em estudo.	21
Figura 2.4 - Secções transversais dos elementos típicos da estrutura (a) pilares, (b) vigas na direção X e (c) vigas na direção Y.	22
Figura 3.1 - Definição de ductilidade estrutural. Curva A – elementos frágeis, curva B – elementos dúcteis (Elnashai et al., 2008).	28
Figura 3.2 - Variação de drifts entre pisos relativamente à situação de vigas com maior rigidez relativamente aos pilares (linha tracejado) e de pilares com maior rigidez relativamente às vigas (linha contínua) (Elnashai et al., 2008).	29
Figura 3.3 - Correlação tensão-extensão do betão quando sujeito a um carregamento constante e quando sujeito a um carregamento cíclico (Penelis e Kappos, 1997).	30
Figura 3.4 - Curva típica de tensão-extensão do betão sob carregamento cíclico pelo modelo de Mander et al. (1988) (SeismoSoft, 2012).	31

Figura 3.5 - Curva tipo de tensões-extensões do aço pelo modelo de Menegotto-Pinto (1973) (SeismoSoft, 2012).	32
Figura 3.6 - Esquema da interface gráfica (pré-processamento) do programa de cálculo automático SeismoStruct.	35
Figura 3.7. Esquema da interface gráfica (processamento) do programa de cálculo automático SeismoStruct.	35
Figura 3.8 - Modelo considerado para determinação do núcleo confinado efetivo para armadura de esforço transversal retangular (Mander et al., 1988).	37
Figura 3.9 - Discretização longitudinal e de uma secção transversal de um elemento de betão armado. (SeismoStruct, 2012).	38
Figura 4.1 - Metodologias de análise sísmica segundo o Eurocódigo 8 (2004).	46
Figura 4.2 - Métodos comuns de análise estrutural usados em engenharia sísmica. E = análise elástica; I = análise inelástica (adaptado de Elnashai e Sarno, 2008).	47
Figura 4.3 – Esquematisação do método pushover (Pereira, 2010).	48
Figura 4.4 - Curvas de capacidade segundo direção X (esquerda) e Y (direita) (adaptado de Sousa et al. (2013).	49
Figura 5.1 - Curva de capacidade - direção X.	61
Figura 5.2 - Curva de capacidade - direção Y.	61
Figura 5.3 - Curva de fragilidade: direção X.	63
Figura 5.4 - Curva de fragilidade: Direção Y.	63
Figura 5.5 - Curva de fragilidade: Direção XY.	64
Figura 5.6 - Curva de fragilidade: Global.	64

Índice de tabelas

Tabela 1.1 - Resumo das perdas humanas causados pelos sismos que ocorreram desde 1900	6
Tabela 2.1 - Propriedades dos materiais presentes na estrutura.	23

Capítulo 1

Introdução

1. Introdução

1.1. Enquadramento

A ocorrência de catástrofes naturais sempre teve como consequência a perda de vidas humanas, seja direta ou indiretamente, podendo a sua gravidade ser escalada dependendo da localização do fenómeno ou da intensidade com que este acontece.

Os sismos são os fenómenos catastróficos naturais que mais afetam a Humanidade. A título de exemplo, em 2004 na Sumatra, um sismo com magnitude de 8.9, vitimou cerca de 300.000 pessoas; em 2010, um sismo de magnitude 7.0 no Haiti vitimou cerca de 270.000 pessoas. Assim, desde o início do milénio que mais de 1 milhão de pessoas foram vitimizadas devido à atividade sísmica, direta ou indiretamente, sendo incontável o número de desalojados e provocando um grande impacto financeiro nos países afetados. Como tal, é necessário garantir não só a segurança direta das pessoas como também preservar a funcionalidade económico-social.

É neste âmbito que o interesse científico sobre este evento tem vindo a ser mais acentuado de forma a precaver estas perdas. Contudo ainda hoje é necessário controlar os danos estruturais provocados pelos sismos, como ficou evidenciado no sismo de grande intensidade que ocorreu em 2011 no Japão, que apesar de se ter realizado uma evacuação e evitado imensas vítimas, este sismo provocou a destruição de inúmeras rodovias e ferrovias, inúmeros incêndios, colapso de vários edifícios e de uma barragem, dois reatores nucleares danificados e quebra de energia.

Em Portugal, o sismo de 1755 de Lisboa, foi o evento que marcou o início do interesse pela engenharia sísmica. O estudo sobre este evento permitiu desenvolver metodologias de análise de forma a reduzir a vulnerabilidade das estruturas a ações sísmicas, o que conduziu aos princípios da primeira regulamentação antissísmica portuguesa.

A característica principal dos sismos é a sua imprevisibilidade no tempo e no espaço o que dificulta a segurança dos bens e das pessoas, e por este motivo surge a necessidade de

desenvolver ferramentas que permitam prever o impacto de sismos de modo a evitar ou minimizar os seus efeitos em edifícios.

Sendo a ação sísmica uma ação dinâmica do solo que consiste na imposição de movimentos na base dos edifícios, os modelos lineares utilizados no dimensionamento estrutural para ações gravíticas ou exteriores, como por exemplo o vento, não são adequados para determinar o comportamento estrutural, pois as consequências dos sismos nas estruturas estão fortemente dependentes das características dos elementos estruturais (Elnashai *et al.*, 2008). Para tal, foram desenvolvidas análises não lineares dinâmicas que utilizam sismos reais ou artificiais. Esta metodologia é considerada como a mais precisa para definir a exigência estrutural e avaliar o desempenho estrutural.

Devido à necessidade de prever o impacto de sismos, Silva *et al.* (2013) desenvolveu um *software*, denominado *OpenQuake*, que além de determinar o risco sísmico, antevê ainda as perdas humanas e económicas resultantes de um sismo que ocorra em qualquer ponto do planeta. Ainda no âmbito do mesmo estudo, Silva *et al.* (2013) demonstrou que o sismo de 1755 em Lisboa, provocaria hoje mais de 10.000 vítimas mortais e uma perda de 30% do PIB nacional. Este *Software* possibilita aos países que estejam sob constante alerta de risco sísmico estarem preparados para a ocorrência de um evento destas dimensões, permitindo assim diminuir potenciais perdas humanas.

É importante referir que as perdas devidas a um evento sísmico não dependem apenas do sismo que afeta determinada região, mas também da sua densidade populacional, do desenvolvimento económico e também do grau de preparação da população. A probabilidade de um sismo atingir determinada região será sempre constante, contudo o rápido e descontrolado aumento populacional em zonas urbanizadas e sob risco sísmico não está a ser acompanhado por uma preparação adequada para este tipo de acontecimentos. Por esta razão é urgente controlar o risco sísmico e desenvolver novas metodologias de forma a salvaguardar vidas humanas.

1.2. O impacto da atividade sísmica

As catástrofes naturais podem provocar um impacto enorme no ser Humano, em particular os sismos. Este fenómeno tem um elevado poder de destruição, provocando em média, cerca de 30 mil vítimas mortais por ano e elevadas perdas económicas. A seguinte figura ilustra as atividades sísmicas que ocorreram entre o ano 1000 e 1093, bem como os sismos que afetaram Portugal no século 16 e no ano de 1755. É assim possível verificar através deste catálogo que os sismos ocorrem por todo o globo, sendo de elevada importância avaliar a influência de futuras atividades sísmicas de forma a possibilitar planos de emergência melhorados e assim diminuir possíveis perdas humanas.

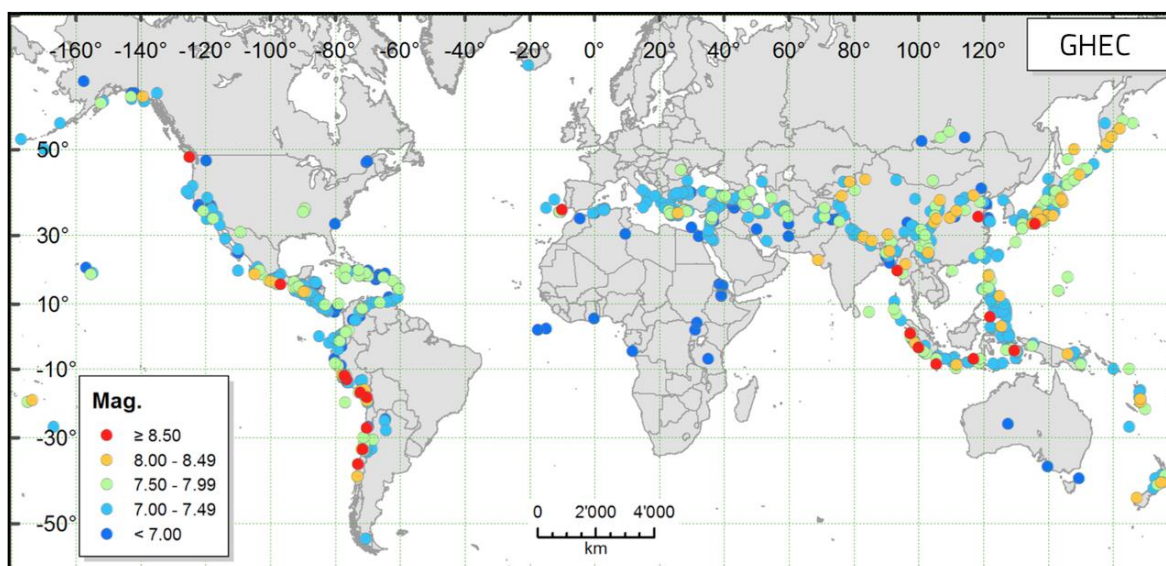


Figura 1.1 - Catálogo de eventos sísmicos compreendidos entre o ano 1000 e 1903 (GEM, 2013).

Nos últimos cem anos foram contabilizados mais de dois milhões de vítimas mortais, sendo que na última década, nos sismos ocorridos na Sumatra (2004), China (2008) e Haiti (2010), foram vitimizadas cerca de 600 mil pessoas, milhões de desalojados e perdas económicas superiores ao PIB de Portugal.

O seguinte quadro resume a dimensão das perdas humanas devido a sismos ocorridos nos últimos cem anos.

<i>Ano</i>	<i>País</i>	<i>Vítimas</i>	<i>Magnitude</i>	<i>Ano</i>	<i>País</i>	<i>Vítimas</i>	<i>Magnitude</i>
1905	Índia	19000	8.6	1962	Irão	12000	7.3
1906	Chile	20000	8.6	1968	Irão	10000	7.3
1907	Ásia Central	12000	8.1	1970	China	10000	7.5
1908	Itália	70000	7.5	1970	Peru	67000	7.7
1915	Itália	29980	7.5	1972	Nicarágua	10000	6.2
1917	Indonésia	15000	-	1976	Guatemala	23000	7.5
1918	China	10000	7.3	1976	China	242000	7.8
1920	China	220000	8.5	1978	Irão	25000	7.4
1923	Japão	142807	7.9	1985	México	10000	8.1
1927	China	80000	8.0	1988	USSR (Arménia)	25000	6.8
1932	China	70000	7.6	1990	Irão	40000	7.7
1933	China	10000	7.4	1999	Turquia	30000	7.4
1934	Índia	10700	8.4	2001	Índia	20000	7.7
1935	Paquistão	30000	7.5	2003	Irão	26796	6.6
1939	Chile	28000	8.3	2004	Sumatra	300000	8.9
1939	Turquia	32700	8.0	2008	China	875000	-
1948	Ashkhabad	19800	7.3	2010	Haiti	270000	9.1
1960	Marrocos	12000	5.9	2011	Japão	6000	9.0

Tabela 1.1 - Resumo das perdas humanas causados pelos sismos que ocorreram desde 1900

Portugal é uma região de atividade sísmica baixa a moderada (Vicente *et al*, 2010), pois situa-se relativamente próximo da fronteira entre a placa Africana e a placa Euro-Asiática. Assim, devido à sua localização, Portugal tem sofrido ao longo do tempo as consequências de sismos de magnitude moderada a forte, dos quais resultaram danos consideráveis.

O sismo de maior relevância em Portugal teve acontecimento a 1 de Novembro de 1755, e foi um dos mais destruidores, com uma magnitude de 8.5 (Mw), provocando mais de 10 mil perdas humanas e danos severos em aproximadamente 50% das construções na cidade de Lisboa (Farinha, 1997).

Adicionalmente, outros dois sismos podem destacar-se como é o caso do evento de 28 de Fevereiro de 1969 e o de 23 de Abril de 1909, tendo o primeiro afetado principalmente a região do Algarve, o segundo a vila de Benavente, onde provocou 46 fatalidades e danificou cerca de 3000 habitações (Choffat, 1912).

Sousa (2006) realizou um estudo sobre as possíveis perdas devido a um cenário semelhante ao de 1755 nos dias de hoje, tendo concluído que perdas humanas na ordem dos milhares seriam obtidas.

No que diz respeito à vulnerabilidade do parque habitacional em Portugal, estudos recentes de análise probabilística de risco sísmico, em conjunto com a existência de edifícios cuja construção não se regeu sob as regulamentações existentes relativas à ação sísmica, indicam que uma importante parte da população encontra-se em risco (Silva *et al.*, 2014). A distribuição dos edifícios existentes em Portugal de acordo com o seu período de construção, aquando dos Censos de 2011 é apresentada na figura 1.1. As linhas a tracejado indicam os períodos em que surgiram novas regulamentações construtivas.

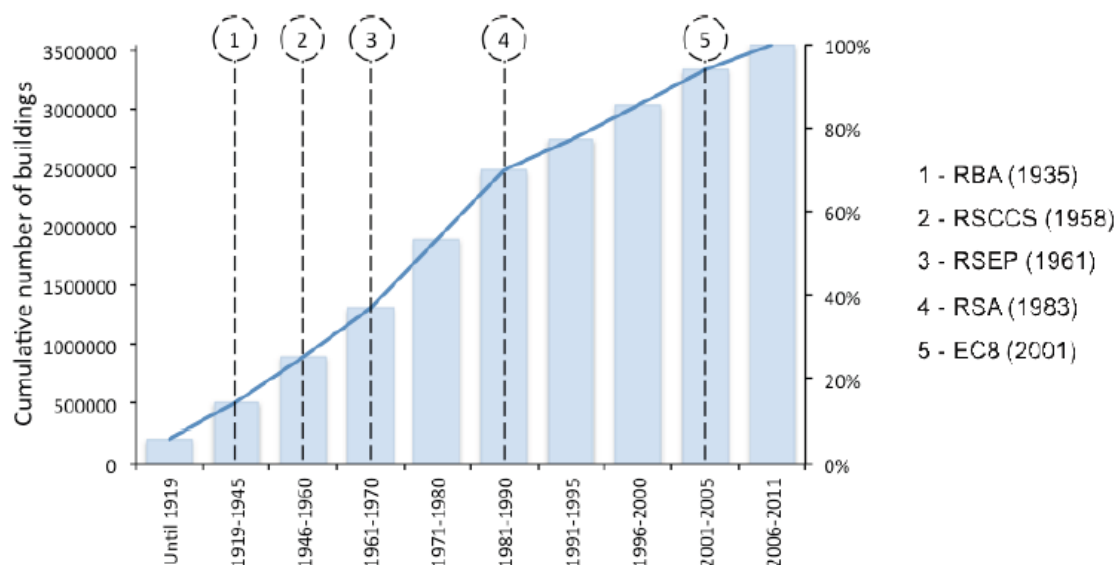


Figura 1.2 - Distribuição cumulativa dos edifícios em Portugal de acordo com o seu período de construção, aquando dos Censos de 2011. As linhas a tracejado representam os períodos em que surgiram novas regulamentações construtivas (Silva, 2013).

1.3. Avaliação da vulnerabilidade sísmica

Reconhecendo assim o impacto do efeito dos sismos, e em particular o panorama Português onde um parque habitacional frágil pode estar exposto a eventos com intensidade moderada, é fundamental investir no desenvolvimento de medidas de redução do risco sísmico. Para a definição de ações de mitigação do risco sísmico, é necessário compreender a dimensão e características das perdas económicas e humanas. Com estes resultados, é possível desenvolver planos estratégicos que incidam sobre as áreas mais vulneráveis numa dada região e essencialmente nas estruturas com uma maior probabilidade de sofrer danos na ocorrência de um evento sísmico.

Esta avaliação da probabilidade de dano numa estrutura pode ser elaborada com base em dados sobre as consequências após um sismo. Isto é, após a ocorrência de um evento sísmico, pode ser recolhida informação sobre a extensão dos danos e perdas para as várias tipologias construtivas, permitindo assim o desenvolvimento de modelos de vulnerabilidade. Alguns exemplos deste tipo de modelos podem ser encontrados para Itália (Colombi *et al.*, 2008),

para os Estados Unidos da América (Sarabandi *et al.*, 2004), ou para edifícios comuns Europeus (Rossetto e Elnashai, 2003).

Estes modelos fornecem informação sobre a percentagem de perda material de uma dada estrutura, para diferentes níveis de intensidade sísmica, ou alternativamente, a probabilidade de exceder um dado limite de dano para níveis de intensidade crescentes, tal como ilustrado na Figura 1.2. No entanto, os modelos de vulnerabilidade baseados em dados empíricos podem ser extremamente limitativos, se considerarmos que apenas em algumas regiões do mundo existe informação disponível sobre a distribuição de dano estruturais devidos à ocorrência de sismos. Por esta razão, é comum recorrer-se a modelos numéricos que simulam a performance estrutural de um dado edifício para diferentes níveis de intensidade sísmica, como é o caso das curvas de fragilidade desenvolvidas para a Turquia (Akkar *et al.*, 2005), Grécia (Kappos *et al.*, 2006), ou Portugal (Silva *et al.*, 2013). Na figura 1.2, encontram-se representados dois modelos de vulnerabilidade nos quais recorreu-se a ambas abordagens.

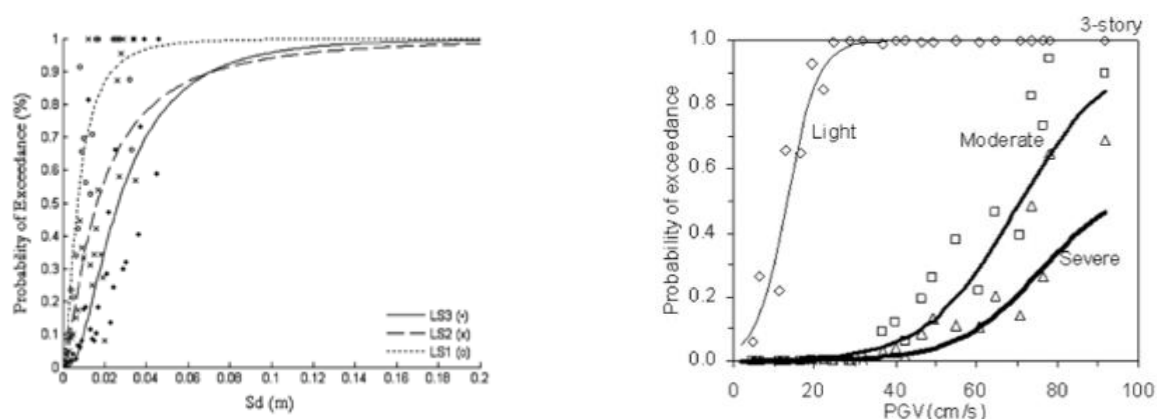


Figura 1.3 - Probabilidade de excedência de três limites de dano usando dados empíricos (esquerda - Colombi *et al.*, 2008) e análises numéricas (direita - Akkar *et al.*, 2005).

As metodologias para análise numérica de estruturas são inúmeras e atualmente não existe um consenso sobre a melhor abordagem para o cálculo de modelos de vulnerabilidade (Rossetto e Elnashai, 2005). Contudo, é comum aceitar-se que análises não lineares dinâmicas têm tendência a conduzir a resultados mais próximos da realidade (Elnashai, 2001), em comparação com as técnicas não lineares estáticas, pois estas têm a forte desvantagem do facto da resposta obtida a partir de carregamentos estáticos horizontais não

ser representativa do que se verifica na realidade (ex. metodologia N2 – Fajfar, 1999). Independentemente do tipo de análise adotada ou tipo de estrutura a ser estudada, na grande maioria dos casos apenas uma direção de solicitação é considerada nestas análises, sendo geralmente a direção aparentemente mais frágil, o que pode conduzir a resultados irrealistas. É sobre este aspeto que o tema desta tese de mestrado se insere.

1.4. Motivação

O constante acontecimento de eventos sísmicos obriga a um igual avanço da engenharia sísmica, o que pressupõe uma evolução na avaliação do risco sísmico. As perdas humanas devido à ocorrência de um evento desta magnitude deve-se não só diretamente ao acontecimento em si como também ao colapso de estruturas. Desta forma, é necessário realizar estudos que permitam determinar a vulnerabilidade sísmica das estruturas, conhecendo assim o seu comportamento quando sujeitas a estes eventos, permitindo a evolução da prevenção sísmica. Contudo, até aos dias de hoje, a falta de poder computacional impossibilitou, de certa forma, o estudo tridimensional das estruturas. Com este trabalho, pretende-se contribuir nesse campo, estudando o comportamento de uma estrutura em 3D e sujeita a ações sísmicas provenientes de duas direções.

1.5. Objetivos

Para avaliar a influência da direção das ondas sísmicas pretende-se que o presente estudo se centre num edifício real que apresente irregularidades tanto a nível de planta como em altura. Para tal, a estrutura selecionada é um edifício existente na Toscana, Itália, e representa a arquitetura típica dos edifícios europeus antes da existência de regulamentos sísmicos. Após a modelação da estrutura no programa de cálculo *SeismoStruct* serão realizadas análises dinâmicas incrementais juntamente com vinte acelerogramas diferentes, e através dos resultados obtidos serão derivadas curvas de fragilidade. Com isto, será possível então avaliar a importância da direção da atividade sísmica, realizando uma comparação entre as direções sob as quais se realizou o estudo.

1.6. Organização

Esta dissertação encontra-se estruturada em 4 principais capítulos que pretendem justificar o trabalho desenvolvido através de uma base teórica.

O capítulo 2 aborda essencialmente a importância da análise bidirecional para a avaliação do comportamento estrutural. É também apresentado o caso de estudo da presente dissertação.

O capítulo 3 aborda primeiramente definições essenciais para a correta compreensão da resposta estrutural, passando de seguida para a descrição da modelação numérica efetuada no programa de cálculo *SeismoStruct*,

O capítulo 4 desenvolve-se à volta do tipo de análise dinâmica utilizada no presente caso de estudo, explorando as suas características. Neste capítulo aborda ainda a seleção de acelerogramas para a realização das análises dinâmicas.

O capítulo 5 debruça-se sobre os resultados obtidos para o caso de estudo, onde se faz uma análise cuidada do comportamento estrutural, permitindo assim retirar conclusões sobre a importância da análise tridimensional.

O capítulo 6 terá como principal objetivo concluir a discussão efetuada no capítulo anterior, falar sobre alguns aspetos da análise aplicada bem como sugestões para possíveis desenvolvimentos futuros na vertente do presente estudo.

Capítulo 2

Análise estrutural bidirecional

2. Importância da análise bidirecional

No passado, vários foram os investigadores que focaram o seu trabalho na análise de fragilidade sísmica de diferentes tipos de estruturas sob a ação de apenas uma direção de solicitação. Contudo, as estruturas são sujeitas à ação sísmica não apenas numa direção mas sim em duas direções horizontais e uma vertical. A presente dissertação tem como objetivo avaliar a resposta estrutural de um edifício quando sujeito a duas direções de solicitação, sendo estas horizontais e segundo os eixos principais das estruturas em estudo.

De forma a obter-se dados mais aproximados da realidade, a avaliação do comportamento estrutural quando sujeito a ações sísmicas é realizada através do método de análise não linear dinâmica, sendo que esta metodologia será aprofundada mais á frente.

A consideração de apenas uma direção de solicitação da ação sísmica no modelo numérico pode levar a resultados irrealistas, e geralmente do lado conservativo. Este efeito é devido ao facto de ser comum a consideração do edifício na direção mais frágil, por forma a obter-se resultados denominados “do lado da segurança”. Embora este princípio seja fundamental no dimensionamento de estruturas, não é necessariamente benéfico na avaliação do risco sísmico, podendo conduzir a decisões de mitigação de risco sísmico inapropriadas. A título de exemplo, resultados demasiado conservativos conduzem a *premiums* definidos pelas empresas seguradoras demasiado dispendiosos, tornando assim o acesso a apólices de seguro contra eventuais sismos restrito a uma menor percentagem de proprietários. De forma a complementar em campanhas de reforço sísmico de estruturas, poderão identificar-se determinadas tipologias como as mais vulneráveis devido a uma baixa performance estrutural na única direção considerada, em detrimento de outras classes construtivas que poderão na realidade possuir um comportamento global bastante inferior.

Nesta dissertação, a influência da direção de solicitação da ação sísmica será estudada. Para tal, será considerada uma estrutura real de betão armado, e vários parâmetros dinâmicos e estruturais serão calculados tendo em consideração duas direções de solicitação da ação sísmica. Os referidos parâmetros tratam-se de curvas de capacidade e curvas de fragilidade, tal como descrito nas secções seguintes. Estes resultados serão aplicados a vários cenários sísmicos com o objetivo de compreender as diferenças entre as perdas reais e as perdas

obtidas quando são empregues modelos de vulnerabilidade em que apenas uma direção foi considerada.

2.1. Análise estrutural bidirecional

Danos severos causados por recentes atividades sísmicas fez com que a comunidade de engenharia se questionasse quanto á eficácia das normas de projeto sísmico (Lagaros *et al.*, 2006, Zhai e Xie, 2006). Tendo em conta que o principal objetivo dos procedimentos de projeto sísmico é a salvaguarda das vidas humanas, deve-se considerar a irregularidade das estruturas, diferentes intensidades sísmicas e também a direção de solicitação da ação sísmica de forma a avaliar de um modo mais aprofundado e mais exato a resposta estrutural tendo em conta vários níveis de perigo.

Segundo Vamvatsikos e Cornell (2002) a análise dinâmica incremental (incremental dynamic analysis – IDA) é considerado o método de análise mais viável de forma a obter-se boas estimativas relativamente ao comportamento estrutural quando sujeito a atividades sísmicas. Contudo, nestes últimos anos, a análise de risco sísmico, tendo em conta o método IDA, tem sido efetuada em estruturas bidimensionais (2D) (Ellingwood e Wen, 2005, Fragiadakis *et al.*, 2006), o que não permite uma estimativa próximo da realidade. Isto acontece devido à complexidade e esforço computacional que as estruturas tridimensionais (3D) exigem.

Nas estruturas de betão armado em 3D, os pilares podem intersetar dois ou mais sistemas de resistência a forças laterais, o que numa análise unidirecional em 2D não permite avaliar. Além disso, uma das principais características dos edifícios de betão armado é a sua irregularidade a nível estrutural, o que lhes confere capacidades resistentes diferentes dependendo das direções de solicitações. Além das características estruturais deve-se também ter em conta o ângulo de incidência da ação sísmica.

Na literatura existem apenas alguns estudos em que o ângulo de incidência foi estudado juntamente com análise dinâmica. MacRae e Tagawa (2001) observaram que, para as intensidades usadas para o dimensionamento, ocorreu dano que excedeu o *drift* entre pisos em ambas as direções simultaneamente. Adicionalmente, observou-se também esforços

superiores às tensões de cedência nos pilares acima da base. Impor movimentos estruturais ortogonais à direção principal de movimento provoca um aumento dos *drifts* na direção principal, indicando que as análises sísmicas realizadas em 2D não permitem avaliar o comportamento das estruturas em 3D. Gherzi e Rossi (2001) avaliaram a influência da atividade sísmica bidirecional em estruturas planas irregulares sob comportamento não linear com um eixo simétrico, concluindo que, a escolha do EC8 (CEN 2003) para combinação dos efeitos das duas componentes sísmicas levam a uma limitação da ductilidade dos elementos ortogonais. Athanatopoulou (2005) desenvolveu uma fórmula analítica capaz de determinar o ângulo de incidência crítico e o valor máximo correspondente a uma quantidade de respostas de estruturas submetidas a três componentes sísmicas, sendo considerado o seu comportamento linear. Tendo por base os resultados deste estudo, Athanatopoulou (2005) conclui que o valor crítico de uma quantidade de respostas poderá ser até 80% maior que a resposta habitual quando os sismos são aplicados segundo o eixo estrutural. Rigato e Medina (2007) avaliaram a influência do ângulo de incidência da atividade sísmica nos parâmetros exigidos pela engenharia, tendo estudado estruturas simétricas e assimétricas com uma gama de períodos entre 0.2 e 2.0 segundos. Lagaros (2010) estudou o comportamento estrutural de edifícios em 3D tendo em conta o ângulo de incidência da atividade sísmica, concluindo que, para proporcionar um estudo sobre o comportamento estrutural mais próximo da realidade, a intensidade e o ângulo de incidência da atividade sísmica é um dos principais fatores a ter em conta aquando da análise estrutural sísmica.

No caso em estudo na presente tese de mestrado, uma estrutura de betão armado, juntamente com diferentes direções de solicitação, é analisada, esperando obter-se respostas estruturais distintas, em comparação com a análise unidirecional. Na figura 2.1 encontra-se ilustrado o modelo numérico da estrutura que será alvo de estudo. A distribuição dos elementos estruturais em planta e altura demonstra diversas irregularidades.

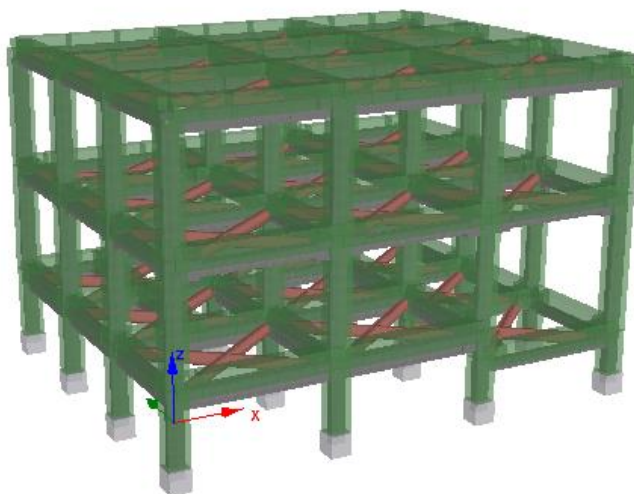


Figura 2.1 - Modelo numérico da estrutura em estudo na presente dissertação.

Um dos principais objetivos da análise estrutural reside na identificação do potencial risco para a segurança estrutural e como esta evolui, evidenciando os elementos de maior fragilidade e o mais provável percurso para a ruína global. As curvas de fragilidade permitem esta avaliação, e é um dos parâmetros que será testado neste estudo.

2.1.1. Curvas de fragilidade

Além das curvas de capacidade, as curvas de fragilidade também são uma importante ferramenta na análise do risco sísmico. As funções de fragilidade e de vulnerabilidade são desenvolvidas a partir de três principais metodologias: opinião técnica, métodos analíticos e dados de dano em estruturas obtidos através de passados eventos sísmicos (Porter, 2000).

As curvas de vulnerabilidade podem ser definidas como uma distribuição probabilística de perda, dependendo de determinado nível do movimento do solo, enquanto curvas de fragilidade definem a probabilidade de se ultrapassar um conjunto de estados de dano. Estas curvas podem ser combinadas com um modelo de consequência, que estabelece a relação entre o dano físico e uma percentagem de perda, para derivar as curvas de vulnerabilidade (Silva *et al.*, 2013)

Rossetto e Elnashai (2005) afirmaram que não existe apenas uma metodologia para o desenvolvimento das funções de fragilidade e assim, as curvas resultantes serão condicionadas pelas suposições e técnicas abordadas pela metodologia em uso. As discrepâncias devido às diferentes formas de cálculo irá, conseqüentemente, resultar em diferentes análises de risco, mesmo considerando a mesma região, sismicidade e tipo de estruturas (Strasser *et al.*, 2008)

As metodologias empíricas para a obtenção dos modelos de fragilidade têm a desvantagem de serem subjetivas na atribuição de um estado de dano. Para colmatar esta desvantagem foram desenvolvidas curvas de fragilidade baseadas em aproximações analíticas e mecânicas, de forma a obter-se uma melhor representação do comportamento estrutural.

O desenvolvimento de curvas de fragilidade utilizando dados sobre danos de sismos passados é, provavelmente, a melhor forma de estimar o dano potencial de futuros eventos sísmicos. Quando tais dados não existem, as funções de fragilidade poderão ser desenvolvidas através de opiniões técnicas. ATC-13 é um excelente exemplo de tal abordagem (ATC, 1985).

Ao longo desta dissertação, a metodologia a usar para o desenvolvimento de curvas de fragilidade será a metodologia analítica. Nesta, a derivação das curvas de fragilidade poderá ser definida através de dois métodos. O primeiro usa um único cálculo (*single calculation*) da capacidade provável e um valor padrão do desvio padrão logarítmico. O segundo método utiliza a análise de Monte Carlo (*Monte Carlo simulation*) para explorar o efeito da variação da resistência do material, qualidade de construção e outras variáveis aleatórias.

- *Single Calculation*: este método determina a capacidade da componente, Q em termos de um parâmetro de procura, d utilizando as propriedades do material e as dimensões médias e estimativas de mão-de-obra.
- *Monte Carlo Simulation*: este método identifica todos os fatores importantes para prever as capacidades que são incertas, incluindo a resistência dos materiais e dimensões das secções transversais. De seguida, estima um valor médio e variância para cada uma destas variáveis aleatórias e realiza análises suficientes, selecionando

aleatoriamente os valores de cada uma dessas variáveis aleatórias de acordo com as suas propriedades de distribuição estimada, calculando a capacidade.

Como referido anteriormente, atualmente não existem estudos detalhados sobre a influência da direção de solitação na fragilidade ou vulnerabilidade estrutural. Pode-se destacar no entanto o trabalho de Tarque *et al.* (2011), onde dados sobre danos devido a sismos no Peru foram usados para estimar curvas de fragilidade para edifícios de alvenaria de adobe considerando duas direções. Estes resultados encontram-se apresentados na Figura 2.2.

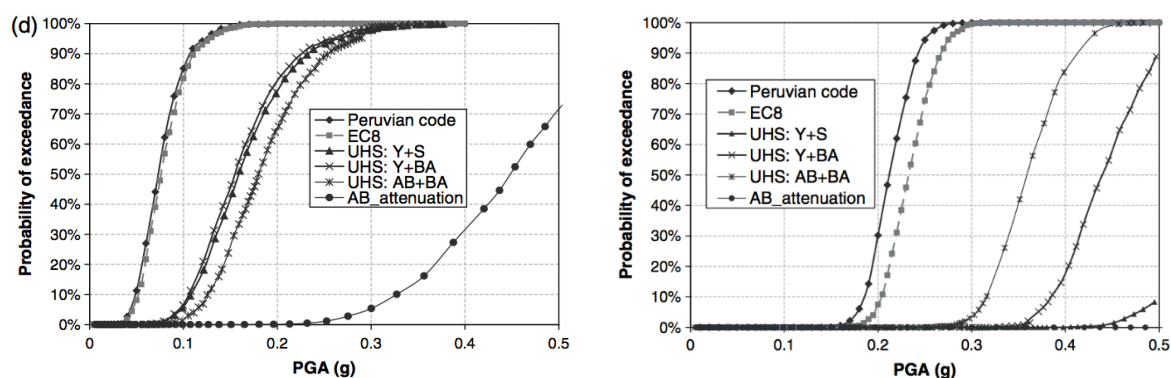


Figura 2.2 - Curvas de fragilidade considerando duas direções (adaptado de Tarque et al., 2011).

Semelhante ao que foi verificado na secção anterior (ver figura 2.2), é possível concluir-se que a fragilidade estrutural é distinta para cada direção, e consequentemente, o uso de apenas um destes modelos de fragilidade poderia conduzir a eventuais resultados de risco sísmico condicionais à direção adotada.

2.2. Caso de estudo

Numa fase inicial da presente dissertação pretendeu-se que a realização deste estudo fosse focada num edifício que apresentasse irregularidades tanto a nível de planta como em altura. Como tal, a estrutura selecionada para o presente estudo é um edifício existente na Toscana, Itália, e representa o *design* típico da Europa antes da existência de regulamentos sísmicos.

Este edifício, construído em 1965, constituído por betão armado e lajes pré-fabricadas, possui dois pisos superiores e um inferior (figura 2.3). A maior dimensão do edifício em

planta é de 13.20 metros. O pé direito de cada piso é de 2.05 metros para o piso inferior, 3.20 metros para o rés-do-chão e 3.50 metros para o primeiro piso.

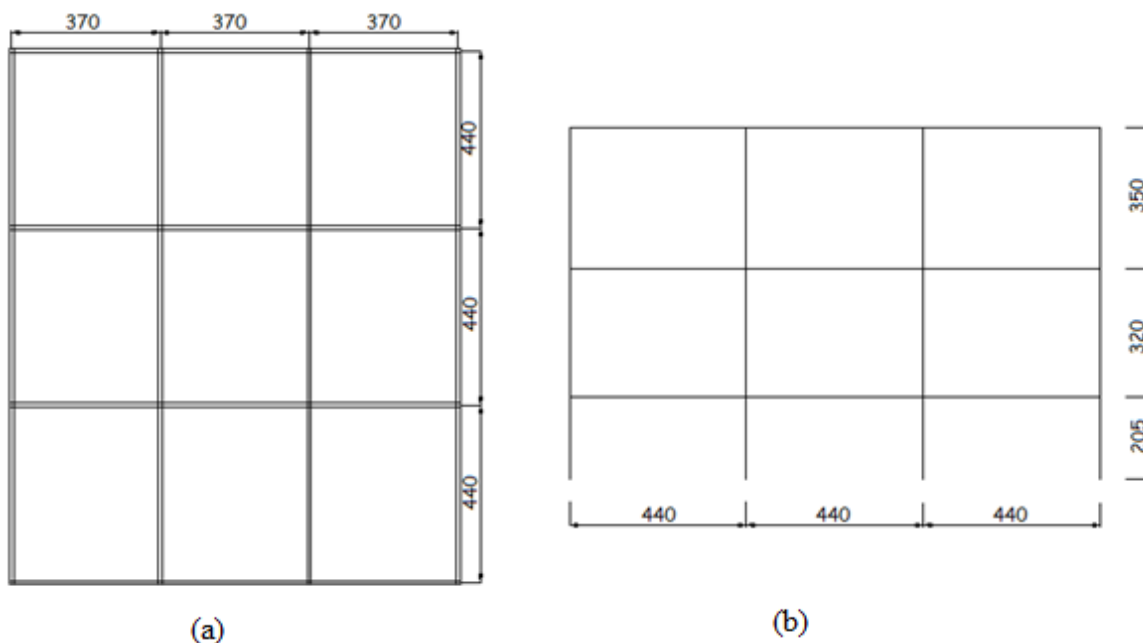


Figura 2.3 - (a) Planta e (b) corte transversal da estrutura em estudo.

A secção transversal dos pilares formados em betão armado têm forma retangular (250 mm por 400 mm). O reforço longitudinal é constituído por quatro varões de 16 mm de diâmetro, enquanto o reforço transversal é constituído por estribos de 6 mm com espaçamento que varia entre 150 mm até 200 mm. Por outro lado, as vigas variam a sua secção tendo em conta a sua localização, podem ser vigas de secção em T ou retangulares. A figura 2.4 ilustra as típicas secções transversais dos elementos da estrutura, podendo o reforço longitudinal variar entre varões de 12 mm e 16 mm de diâmetro. Em todas as secções, o reforço transversal é constituído por estribos de 6 mm ou 8 mm de diâmetro e o espaçamento pode variar entre 150 mm e 200 mm.

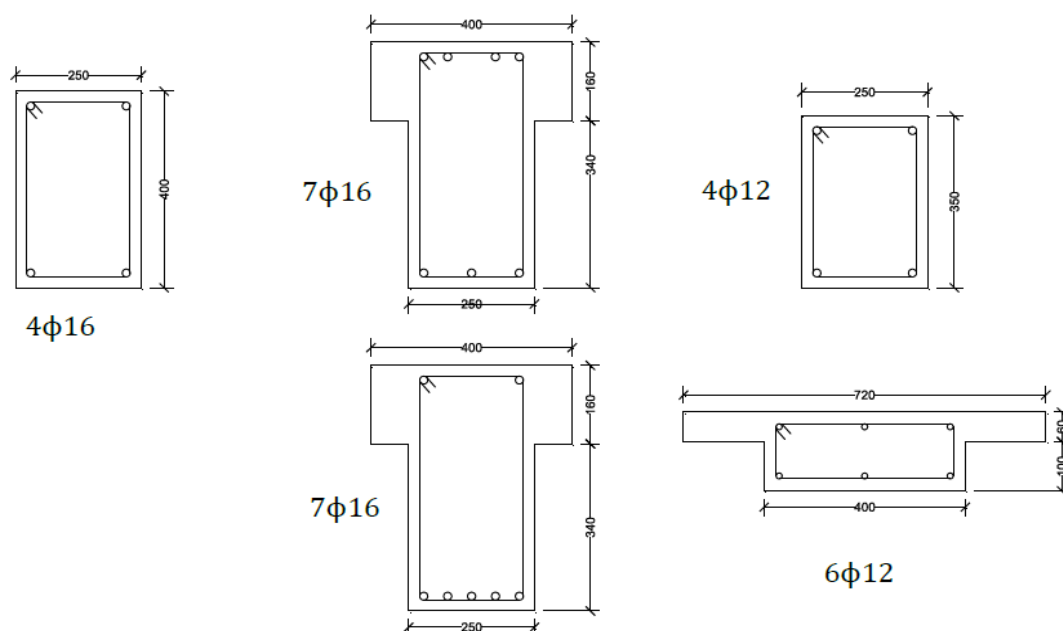


Figura 2.4 - Secções transversais dos elementos típicos da estrutura (a) pilares, (b) vigas na direção X e (c) vigas na direção Y.

Relativamente às propriedades dos materiais constituintes da estrutura, representados na tabela 2.1, estes foram obtidos através de relatórios do edifício e também de testes *in-situ* realizados. Estes testes, destrutivos e não destrutivos, permitiram determinar um valor médio para a tensão de rotura à compressão do betão de 8.3 MPa, pois os testes realizados pela *Regione Toscana*, “*Programma delle attività d’indagini su edificio pubblici in cemento armato zona sismica*”, em 2002 e 2003, obtiveram valores muito dispersos, que variavam entre 4.00 MPa e 12.62 MPa.

Relativamente ao aço, não foi possível realizar testes que permitissem determinar as suas propriedades, pelo que foi atribuído um valor médio de 440 MPa como valor da tensão de cedência, tendo como base os desenhos e cálculos estruturais realizados à data da construção.

<i>Betão</i>	
<i>Módulo de Young (GPa)</i>	13.5
<i>Tensão de rotura à compressão (MPa)</i>	8.3
<i>Deformação para a tensão máxima</i>	0.002
<i>Aço</i>	
<i>Módulo de Young (GPa)</i>	200
<i>Tensão de rotura à tração (MPa)</i>	440
<i>Deformação após plastificação</i>	0.005

Tabela 2.1 - Propriedades dos materiais presentes na estrutura.

Capítulo 3

Modelação numérica

3. Modelação numérica

3.1. Caraterísticas da resposta estrutural

A ação sísmica é um carregamento dinâmico que tem alternância de sentidos durante um certo período de tempo, obrigando a estrutura a diferentes exigências consoante as caraterísticas e funcionalidades dos elementos estruturais. A ação dinâmica, dependendo da escala do acontecimento, vai degradar a estrutura devido às acelerações e deslocamentos e os danos serão tanto mais severos quanto mais frágil for a estrutura.

Assim sendo, para se efetuar uma análise estrutural dos edifícios, é necessário compreender os conceitos das caraterísticas dos elementos que condicionam o comportamento dos mesmos. Estas caraterísticas das estruturas podem resumir-se a: rigidez, resistência e ductilidade; sendo que estas dependem das dimensões dos elementos estruturais, materiais utilizados, quantidades e disposições de reforço estrutural e tipo de ligações entre os elementos.

Segundo Elnashai *et al.* (2008), a resistência é a capacidade de um elemento ou conjunto de elementos para resistir ao carregamento, ou seja, a resistência impõe o limite para o qual esta não consegue tolerar mais os danos irreversíveis e de seguida a ductilidade é que passa a comandar o desempenho estrutural. A resistência é normalmente definida como uma função dependente da ação aplicada, ou seja, a capacidade resistente dos edifícios pode ser estabelecida em função da resistência ao esforço axial, à flexão e ao corte. A definição da capacidade resistente está sujeita a algumas incertezas, nomeadamente devido aos parâmetros de resistência dos materiais, às propriedades geométricas das secções e elementos e à qualidade da construção.

A ductilidade é definida como sendo a capacidade de um ou vários elementos para se deformarem para além do limite elástico. O dimensionamento em ductilidade permite que, caso a estrutura esteja sujeita a uma ação mais gravosa do que o esperado, esta consiga suportar as deformações mais elevadas. A figura 3.1 representa a comparação entre o comportamento de elementos frágeis (A) e elementos dúcteis (B). Neste gráfico é possível verificar que a rotura (V_u) de um elemento frágil ocorre para deslocamentos menores

relativamente aos elementos dúcteis. Nas estruturas de betão a ductilidade permite a dissipação de energia, permitindo que a estrutura continue a resistir às ações sísmicas devido à sucessiva formação de rótulas plásticas.

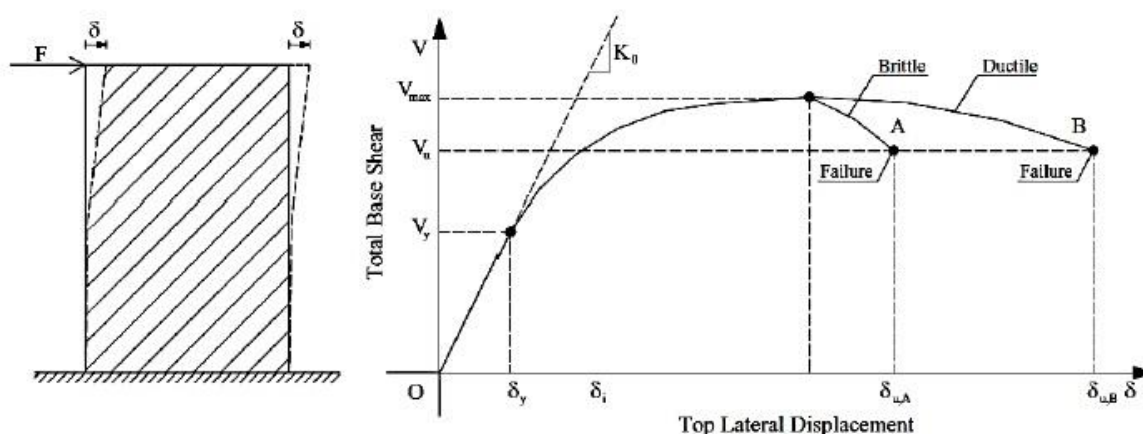


Figura 3.1 - Definição de ductilidade estrutural. Curva A – elementos frágeis, curva B – elementos dúcteis (Elnashai *et al.*, 2008).

Por outro lado, a rigidez é definida como sendo a propriedade de um elemento ou conjunto de elementos que controla o nível de deformações que irão sofrer quando são sujeitos a um carregamento. Assim, a rigidez controla o nível de deformações admissíveis que tem ligação direta com o comportamento em serviço da estrutura, pois na presença de elevadas deformações, estas vão diminuir significativamente a funcionalidade da estrutura. Os fatores que influenciam a rigidez são as propriedades dos materiais, propriedades da secção (áreas e inércias), propriedades dos elementos, e propriedades do sistema estrutural.

O fator rigidez influencia a distribuição de ações e deformações. A rigidez lateral, se não for uniforme em altura, faz com que os *drifts* entre pisos sejam agravados. A rigidez relativa entre elementos também tem influência na distribuição de ações e deformações. Vigas com baixa rigidez à flexão não impedem a rotação dos pilares a que estão ligadas e por outro lado, vigas com grande rigidez à flexão têm maior capacidade para impedir a rotação dos pilares. Como a rigidez à flexão de vigas é na sua generalidade superior à dos pilares, estes vão ficar sujeitos essencialmente a forças de corte. Análises efetuadas sobre a relação de rigidez entre vigas e pilares sob ação de cargas permanentes e forças horizontais mostram que no caso da

rigidez dos pilares ser inferior à das vigas, os *drifts* que se observam são na generalidade superiores ao caso oposto em que a rigidez dos pilares é superior à das vigas. A influência da rigidez em estruturas porticadas encontram-se ilustrada na figura 3.2, onde a variação de *drifts* entre pisos relativamente às duas situações acima descritas é testada.

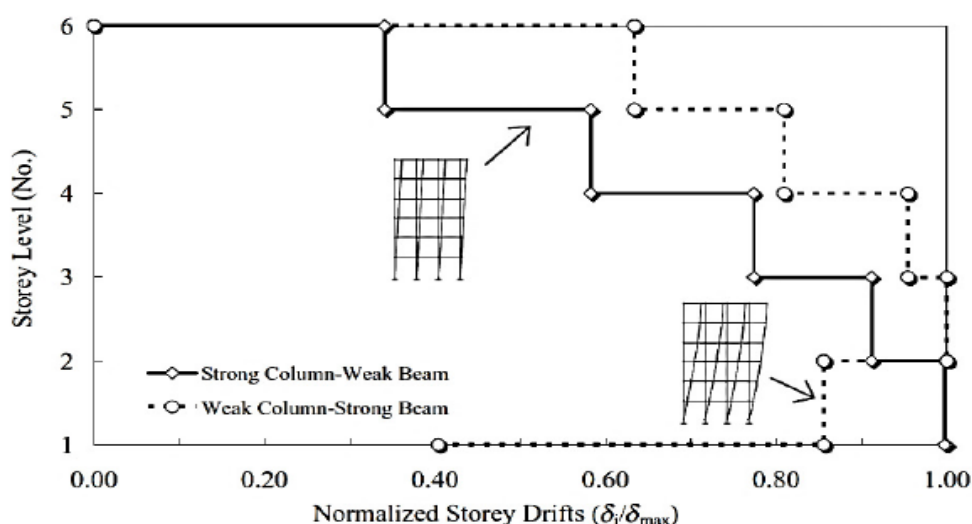


Figura 3.2 - Variação de drifts entre pisos relativamente à situação de vigas com maior rigidez relativamente aos pilares (linha tracejada) e de pilares com maior rigidez relativamente às vigas (linha contínua) (Elnashai *et al.*, 2008).

A ação dinâmica dos sismos é aplicada nas estruturas através das fundações. Contudo, esta desenvolve-se na própria estrutura consoante as suas características de resistência, rigidez e ductilidade, sendo necessário que a estrutura, através da capacidade dos seus elementos, consiga dissipar a energia a que são sujeitos conseguido através da deformação plástica. Assim, muitas vezes associa-se a ductilidade ao amortecimento da estrutura (Elnashai *et al.*, 2008).

3.2. Princípios da não linearidade dos materiais

O objetivo da presente dissertação é avaliar o comportamento de uma estrutura quando sujeita a ações sísmicas. Para tal, é necessário estabelecer os modelos constitutivos que melhor se adequem à resposta estrutural, no que diz respeito ao comportamento cíclico e não linear dos materiais.

3.2.1. Modelação numérica do comportamento do betão

Penelis e Kappos (1997) realçaram a importância da descrição da curva envolvente relativa a um carregamento cíclico na modelação de betão, de forma a limitar os erros dos carregamentos constantes.

Um carregamento cíclico consiste na carga e descarga de um carregamento. Testes realizados com este tipo de carregamento permitiram observar a degradação da resistência e de rigidez de pilares de betão. Através de resultados experimentais foi possível observar que a envolvente da relação de tensões-extensões do betão sob um carregamento cíclico é idêntica à curva de tensões-extensões obtida sob carregamentos constantes. A figura 3.3 mostra a curva típica de tensão-extensão do betão quando sujeito a um carregamento constante e a um carregamento cíclico. Os modelos de caracterização do carregamento cíclico do betão são modelos que pretendem ter em conta os processos de degradação da resistência e rigidez.

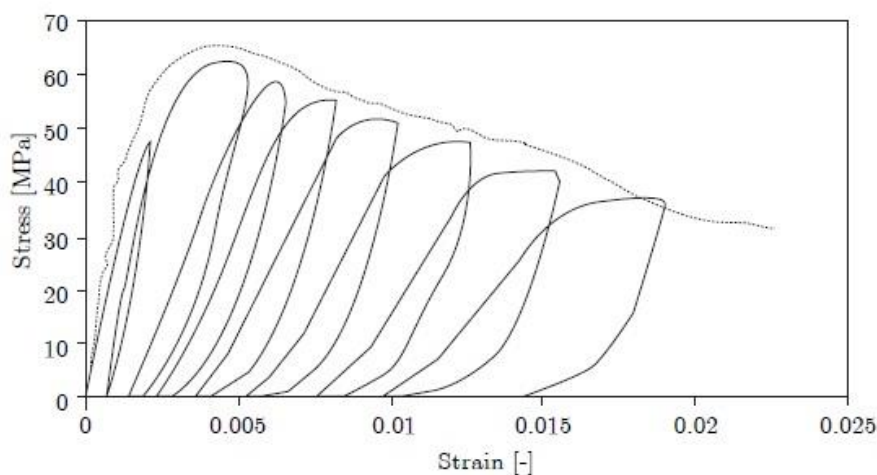


Figura 3.3 - Correlação tensão-extensão do betão quando sujeito a um carregamento constante e quando sujeito a um carregamento cíclico (Penelis e Kappos, 1997).

No presente estudo, o modelo adotado nas simulações numéricas para a representação da não linearidade e características de confinamento foi o modelo não linear de Mander *et al.* (1988), que adotou algumas considerações da degradação de resistência e rigidez propostas

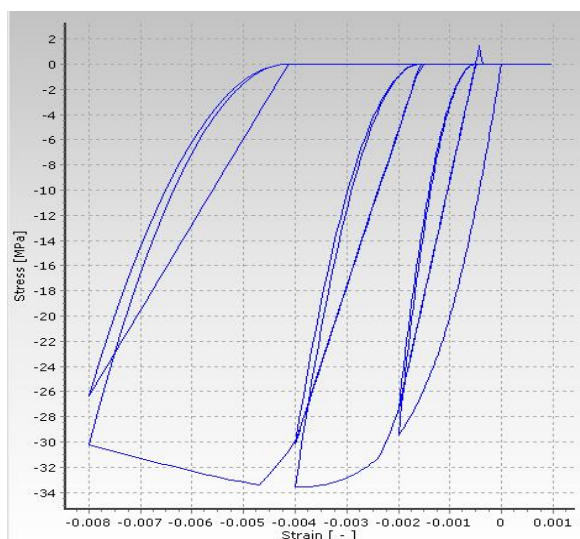


Figura 3.4 - Curva típica de tensão-extensão do betão sob carregamento cíclico pelo modelo de Mander *et al.* (1988) (*SeismoSoft*, 2012).

3.2.2. Modelação numérica do comportamento do aço

direção. Pode ser aplicado a varões de aço nervurado ou liso, sendo que este último ainda se encontra em muitas estruturas existentes. Para a caracterização do comportamento do material os parâmetros a ter em conta são o módulo de elasticidade (E_s), a tensão de cedência (f_y), o coeficiente de endurecimento (μ), o parâmetro da forma da curva de transição inicial (R_0), o coeficiente de calibração da forma da curva de transição, o coeficiente de calibração do endurecimento isotrópico, a extensão de rotura/encurvadura e o peso específico (γ_s) (*SeismoSoft*, 2012). A figura 3.5 demonstra uma curva tipo da relação de tensões e extensões pelo modelo de Menegotto-Pinto (1973).

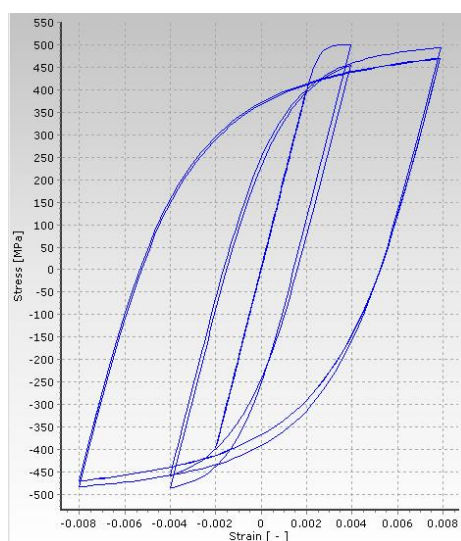


Figura 3.5 - Curva tipo de tensões-extensões do aço pelo modelo de Menegotto-Pinto (1973) (*SeismoSoft*, 2012).

3.3. Modelação de estruturas de betão armado: comportamento sísmico

Relativamente à metodologia de análise não linear proposta pelo Eurocódigo 8 (2004), as cláusulas efetuam uma descrição muito superficial das ideias base e das restrições a aplicar aos modelos de cálculo. A escassa abordagem do regulamento a estas condições tem de facto sentido, dada a existência de vários modelos de simulação numérica de edifícios sujeitos à ação sísmica. A diversidade de modelos está em geral associada aos diferentes graus de simplificação e à forma de simulação do comportamento inelástico. De acordo com o CEB (1994), os modelos de simulação do comportamento cíclico de estruturas de betão armado podem ser divididos em 3 grupos:

- Modelos estruturais simplificados;
- Modelos baseados em discretização ao nível dos elementos estruturais;
- Modelos baseados em formulações genéricas de elementos finitos;

O primeiro grupo de modelos, para representar estruturas porticadas em regime não linear consideram um número reduzido de graus de liberdade (Bento, 1996). Também designados de modelos globais, podem ter por base a estrutura reduzida a um número baixo de graus de liberdade ou assemblagem de macro modelos de partes da estrutura (Consensa, *et al.*, 2002). Em geral, o uso deste tipo de modelação considera um grau de liberdade coincidente com o deslocamento do topo. A modelação simplificada responde adequadamente para análises globais, sendo limitada no entanto na informação relativa a exigências de ductilidade e níveis de dano, o que exclui a possibilidade de aplicação a estruturas irregulares (Bento, 1996).

O segundo grupo de modelos acima referidos, denominado de modelo “*member by member*”, simula a estrutura como uma assemblagem de elementos (Consensa *et al.*, 2002). A consideração destes elementos independentes usados para modelar parte da estrutura permite obter resultados relativos aos níveis de dano e condições de ductilidade exigida, podendo ser individualizada a resposta ao nível elementar (Bento, 1996). O comportamento não linear pode ser introduzido definindo rótulas plásticas, zonas de concentração da plasticidade (modelos de rótula concentrada) ou através da avaliação da resposta em determinadas secções e integração para todo o elemento, distribuindo a plasticidade ao longo de todo o elemento (Consensa *et al.*, 2002).

Os modelos baseados em elementos finitos, modelo utilizado na presente dissertação para o estudo do comportamento estrutural, implicam a discretização de elevado nível, definindo elementos particulares para o betão, o aço e os elementos especiais de ligação. Estes modelos permitem ainda representar o início da fendilhação e a sua propagação ao longo do processo de carregamento, desdobrando cada nó da discretização na fronteira do elemento do betão em dois e unindo estes últimos através de elementos especiais de contacto que reproduzem o comportamento ao longo da fronteira (Bento, 1996). Esta metodologia também designada por “*point by point*”, introduz na modelação leis constitutivas uniaxiais e pluri-axiais (Consensa *et al.*, 2002).

3.4. *SeismoStruct* – Software de análise estrutural

O desenvolvimento das capacidades computacionais ao longo dos últimos anos permite igualmente o desenvolvimento e aplicação de novas e sofisticadas ferramentas para a análise sísmica.

Seguindo a metodologia proposta pelo Eurocódigo 8 (2004), na presente dissertação, será utilizado o programa de cálculo *SeismoStruct* (*SeismoSoft*, 2012) para elaboração de análises dinâmicas incrementais. Este *software*, um programa de elementos finitos, tem a capacidade de analisar o comportamento de estruturas sujeitas a elevados deslocamentos devido a ações estáticas e dinâmicas, tendo em consideração a não linearidade geométrica e a capacidade plástica dos materiais. O *SeismoStruct* permite a utilização de modelos estruturais em 2D e em 3D e apresenta-se dividido em três grandes secções, uma de pré-processamento (definição das características do modelo estrutural), a secção de processamento onde a análise é realizada e por fim uma secção de pós-processamento onde se situa a saída de resultados. As figuras 3.6 e 3.7 representam um esquema da interface gráfica do programa de cálculo referido. A primeira imagem apresenta a fase de modelação da estrutura em estudo na presente dissertação. Também é nesta secção que se define a atividade sísmica que será imposta na estrutura, juntamente com o escalonamento das intensidades. Na segunda imagem é possível visualizar o processo de análise como também a deformação estrutural.

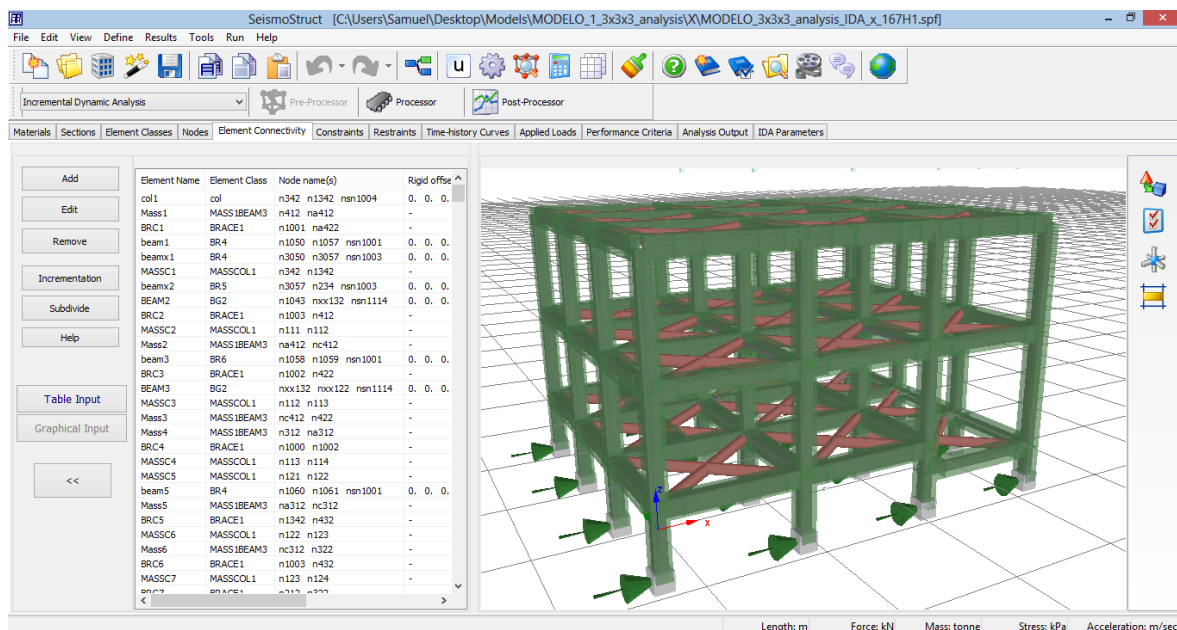


Figura 3.6 - Esquema da interface gráfica (pré-processamento) do programa de cálculo automático *SeismoStruct*.

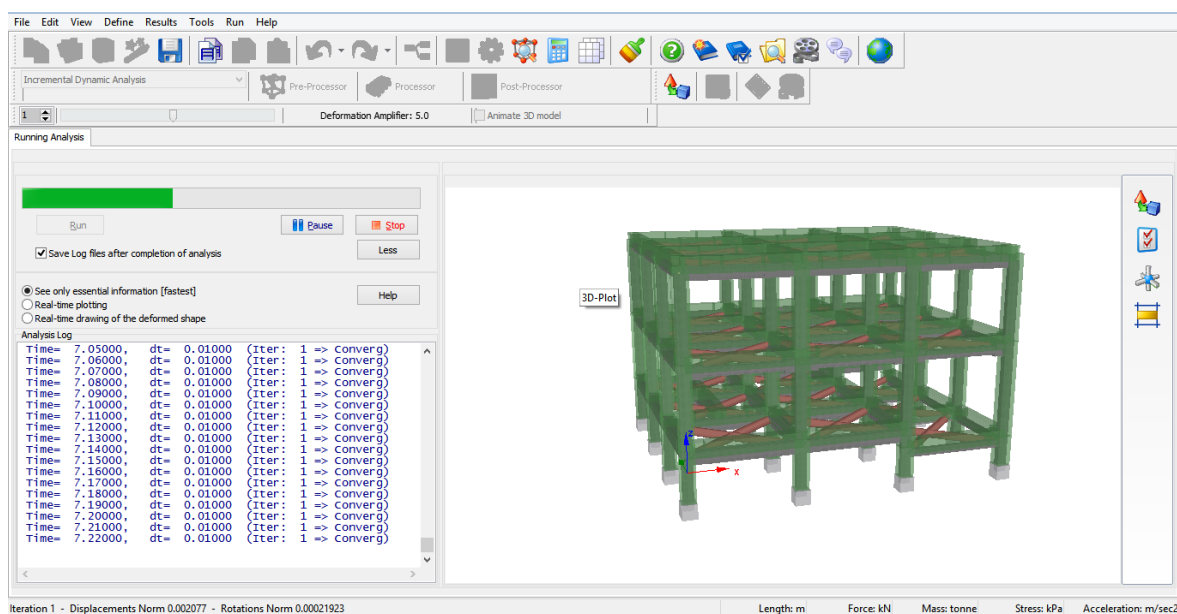


Figura 3.7. Esquema da interface gráfica (processamento) do programa de cálculo automático *SeismoStruct*.

De forma a compreender o processo de modelação da estrutura em estudo no programa de cálculo, os próximos subcapítulos abordam o processo de modelação implementado. É de realçar que a estrutura em estudo na presente dissertação é de betão armado, ou seja, tem

dois tipos de materiais que são necessários definir. No caso das secções de betão, será também importante distinguir comportamento confinado de comportamento não confinado.

3.4.1. Materiais

Os materiais usados no modelo tridimensional da presente dissertação foram o aço e betão. Na caracterização destes adotaram-se modelos de descrição não linear dos mesmos como já referido no capítulo 3.2.1. e 3.2.2., tendo sido considerado o modelo Mander *et al.* (1988), para o betão, e Menegotto-Pinto (1973) para o aço.

As características utilizadas para a modelação do betão no programa de cálculo já foram apresentadas na tabela 2.1, contudo é necessário definir um fator de confinamento do betão de 1.2. O facto de o betão ser armado exige a modelação de diferentes características de confinamento devido a duas situações observadas. A primeira deve-se ao facto de haver necessidade de atribuir menor confinamento no betão exterior das secções e um certo grau de confinamento na zona interior restringida pelas armaduras transversais. O segundo motivo está relacionado com o programa de cálculo não permitir a consideração direta de armadura de esforço transversal, contudo a existência desta fica salvaguardada pois o próprio programa de cálculo, uma vez que permite a modelação não linear do betão pelo método de Mander *et al.* (1988) e que este é um método que tem em conta o efeito de confinamento pela armadura transversal, permite o cálculo desse fator de confinamento. A figura 3.8 mostra o modelo considerado para a determinação do núcleo confinado efetivo para armadura de esforço transversal retangular.

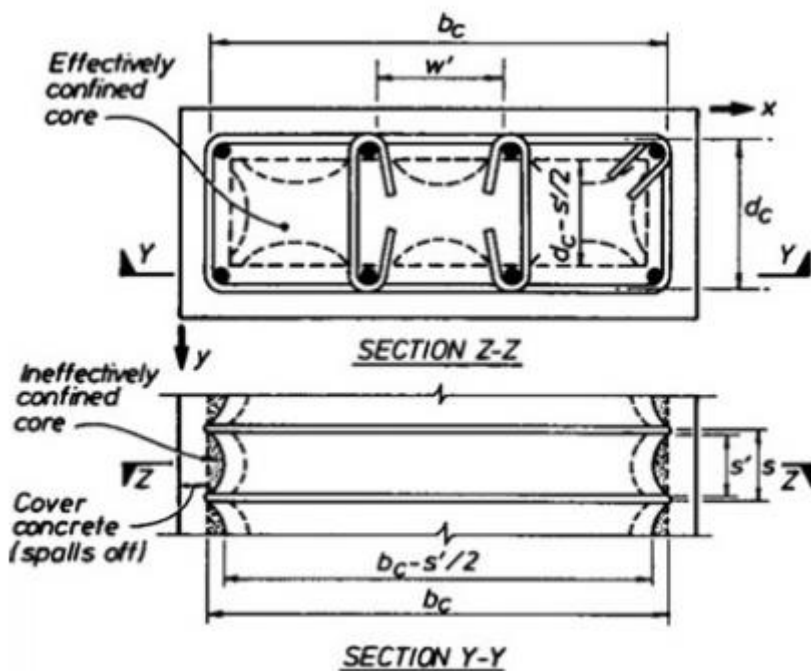


Figura 3.8 - Modelo considerado para determinação do núcleo confinado efetivo para armadura de esforço transversal retangular (Mander *et al.*, 1988).

Nas características dos materiais, o peso específico foi retirado, pois considerou-se a massa distribuída.

3.4.2. Formulação de elementos finitos

Elementos com inelasticidade distribuída (modelo de fibras) têm vindo a ser cada vez mais utilizados na engenharia sísmica. A inelasticidade é distribuída por todo o elemento estrutural, levando a uma exigência computacional elevada. O *software SeismoStruct* faz uso do modelo de fibras de forma a representar o comportamento da secção transversal, em que cada fibra está associada a uma relação uniaxial de tensão-deformação. Neste modelo, os elementos de barra são subdivididos em elementos de fibra (um número de 150 a 200 fibras são usualmente suficientes para modelar de forma precisa a distribuição da não-linearidade ao longo da área de secção), onde o estado de tensão-deformação de uma determinada secção é obtido através da integração da resposta axial de cada fibra.

O modelo de fibras oferece grandes vantagens, desde a grande pormenorização da secção, possibilidade de localização onde a não linearidade se instala, dispensabilidade de calibração inicial e de definição de um comprimento onde possa ocorrer a não linearidade. Este modelo tem em conta o comportamento histerético dos materiais e a não linearidade é simulada a nível longitudinal e transversal onde a inelasticidade está instalada (Rocha, 2011). A seguinte figura representa a discretização de um elemento de barra através do modelo de fibras.

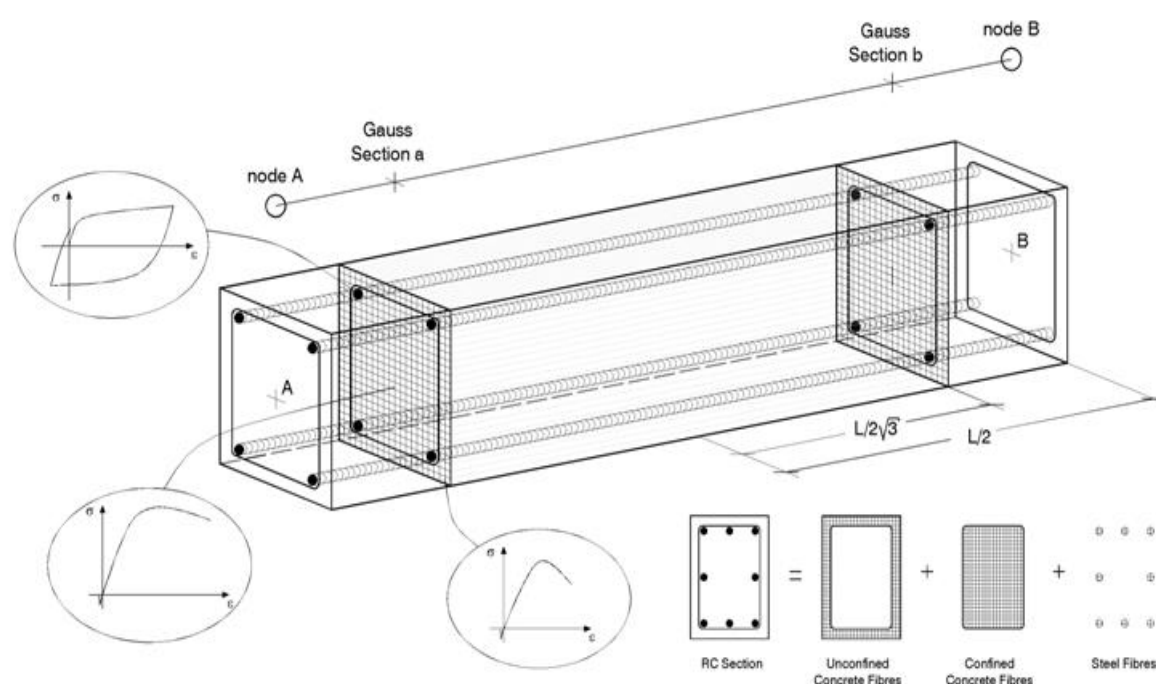


Figura 3.9 - Discretização longitudinal e de uma secção transversal de um elemento de betão armado. (*SeismoStruct*, 2012).

A distribuição da inelasticidade ao longo dos elementos pode ser feita através de duas diferentes formulações de elementos finitos: (a clássica) *displacement-based* (DB) (Hellesland e Scordelis, 1981; Mari e Scordelis, 1984) e a abordagem mais recente *force-based* (FB) (Spacone *et al*, 1996; Neuenhofer e Fillippou, 1997) (*SeismoStruct*, 2012). De uma forma geral, sabe-se que a utilização do método DB está dependente do modelo constitutivo adotado para os materiais e necessita de maior discretização do elemento

longitudinal e transversalmente, enquanto o modelo baseado FB é considerado como mais rigoroso e necessita apenas de um número mínimo de pontos de *Gauss* (4 pontos).

Existe uma variedade de diferentes classificações não lineares dos elementos estruturais para as análises não lineares das estruturas. O programa de cálculo possibilita dez diferentes classes:

- i. Elementos inelásticos de pórtico baseado na força (*infrmFB*);
- ii. Elementos inelásticos de pórtico baseado no deslocamento (*infrmDB*);
- iii. Elementos inelásticos de rótulas plásticas baseado na força (*infrmFBPH*);
- iv. Elementos inelásticos de rótulas plásticas baseado no deslocamento (*infrmDBPH*);
- v. Elementos elásticos de pórtico (*elfrm*);
- vi. Elementos inelástico de painel de enchimento (*infill*);
- vii. Elementos inelásticos de treliça (*truss*);
- viii. Elementos de ligação viga-pilar (*link*);
- ix. Elementos de massa (*lmass* e *dmass*);
- x. Elementos de amortecimento (*dashpt*).

Na presente dissertação foi utilizado o modelo *infrmFB*, pois é um modelo que apresenta uma elevada precisão, uma vez que é capaz de capturar o comportamento inelástico ao longo de todo o membro estrutural e também permite uma adequada exatidão nos resultados analíticos.

3.4.3. Definição de massas

A massa da estrutura pode ser modelada através de duas hipóteses: massa distribuída (*dmass*) ou massa concentrada (*lmass*). Relativamente à massa distribuída o programa de cálculo atribui automaticamente os pesos específicos dos materiais definindo assim a massa distribuída na estrutura. Quando se tem em conta a massa concentrada é necessário definir as massas concentradas nos nós, podendo ainda ser estipulada a direção em que massa está aplicada.

Na presente dissertação optou-se pelo uso de massas distribuídas (aproximadamente 1,40 ton/m em cada viga), visto possibilitar uma aproximação mais realista que permite a correta caracterização do comportamento estrutural global e local. A atribuição destas massas à estrutura impõe um peso total de 450,730 toneladas, não englobando os pesos-próprios dos materiais, pois, como referido anteriormente, o *software* determina esses valores automaticamente.

3.4.4. Amortecimento

Sendo o responsável máximo pela dissipação da energia proveniente de um sismo, o amortecimento é um fator importante em análises dinâmicas. Os parâmetros de amortecimento global não foram definidos nas propriedades do modelo numérico, permitindo às propriedades dos materiais a sua definição artificial. O próprio modelo de fibras tem a capacidade de ter em conta o comportamento histerético do amortecimento, no entanto, existe uma quantidade relativamente pequena de amortecimento não histerético que também é mobilizado durante a resposta dinâmica das estruturas (*SeismoStruct*, 2012). Este amortecimento não histerético encontra-se, por exemplo, no atrito entre elementos estruturais e não estruturais e não foi modelado na análise. De forma a contornar este amortecimento não histerético, o programa de cálculo possibilita a definição do amortecimento de *Rayleigh*. Contudo, não existe um consenso na definição deste parâmetro, e para tal foi optado não o definir, permitindo assim, que os materiais definam o amortecimento artificialmente.

3.4.5. Convergência

Após a modelação de todos os elementos pertencentes à estrutura em estudo, é importante analisar todo o processo de modelação realizado de forma a garantir que não existem elementos mal conectados. Este processo é necessário para garantir que todos os elementos estão interligados através de nós, pois em uma estrutura com, por exemplo, cerca de 2000 elementos e mais de 700 nós, uma má ligação pode levar a erros de convergência. As massas podem ser definidas como peso-próprio, contudo, o facto de apenas existirem dois tipos de materiais, a introdução das massas não será tão precisa. Para isso, as massas devem ser definidas como aglomeradas ou distribuídas. Quase todas as massas sobre o modelo são

distribuídas e precisam ser definidas em todos os elementos individuais. A importância é atribuir as massas e sua influência corretamente, já que o programa lida com as cargas de massa nas extremidades e não ao longo dos elementos.

É necessário ter em atenção se todas as propriedades dos materiais e elementos, bem como as unidades correspondentes estão bem definidas. Se durante a análise de um modelo ocorrer erros, por exemplo para grandes cargas, é necessário verificar se se deve a erros numéricos, erros de modelação ou então devido a *drifts* elevados que leva a modelos instáveis.

Capítulo 4

Metodologia de análise não linear

4. Metodologias de análise não linear

4.1. Conceitos gerais

A construção de edifícios sem prevenção sísmica é um dos principais motivos de vitimização aquando a ocorrência de sismos. Por esta razão, ao longo dos últimos anos tem-se vindo a melhorar a regulamentação referente à ação sísmica. A legislação Europeia (Eurocódigo 8, 2004) preconiza o dimensionamento sísmico não apenas na verificação da resistência ao nível seccional, mas remete igualmente a segurança para a capacidade do edifício em dissipar a energia quando sujeito a um carregamento cíclico, correspondente a uma ação sísmica (Pereira, 2010). O EC8 refere também que, quando o comportamento não linear, na sua componente física e material é considerado, nos modelos de análise devem ser devidamente consideradas as ações sísmicas introduzidas, os modelos constitutivos, o método de interpretação de resultados e os requerimentos a satisfazer. O modelo matemático deve incorporar os efeitos de comportamento cíclico e pós-cedência da estrutura. No mínimo, deve ser considerado ao nível dos elementos uma relação força deslocamento bilinear. Em betão armado, o regulamento indica que as secções devem ser consideradas fendilhadas, o que corresponde, em termos de rigidez, em elementos dúcteis onde se espera surgirem incursões pós cedência na resposta, a considerar a rigidez secante ao ponto de cedência. O Eurocódigo 8 permite ainda a consideração de envolventes trilineares, considerando o comportamento antes e após a fendilhação da estrutura (Pereira, 2010).

As propriedades dos materiais devem ser consideradas através de valores médios, sendo que em estruturas recentes estes parâmetros devem ser obtidos através dos valores característicos de acordo com o Eurocódigo 2 (2004).

No que concerne à distinção entre as metodologias lineares e não lineares, verifica-se que a exploração das deformações plásticas dos materiais é a filosofia usada nas duas abordagens, em estruturas de betão armado, com foco relevante no comportamento sísmico (Pereira, 2010). A primeira metodologia não considera o comportamento não linear geométrico e dos materiais. Já a metodologia não linear tem em conta este comportamento que poderá ser caracterizado ao longo dos elementos (fibras) ou concentrado nas suas extremidades (rótulas

plásticas), o que exige uma maior complexidade na aplicação mas assegura uma melhor aproximação ao comportamento real da estrutura.

O regulamento sísmico europeu EC8 (Eurocódigo 8, 2004) remete para vários tipos de análise sísmica, estando agrupados nas classes lineares e não lineares, sendo subdivididos em análises estáticas e dinâmicas, como ilustrado na figura 4.1.

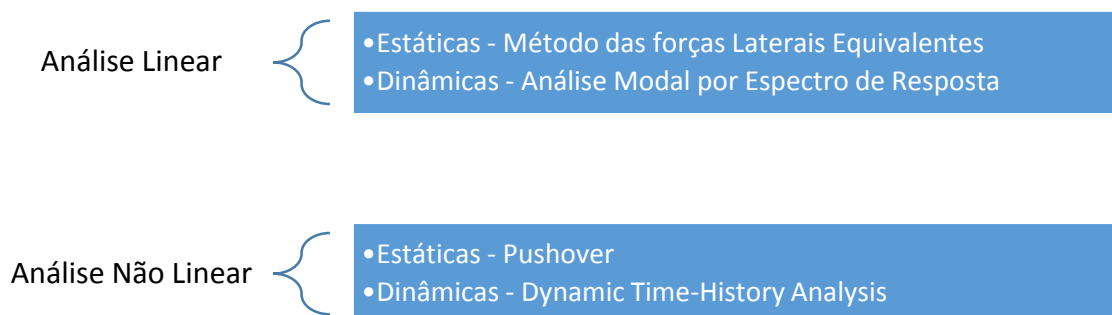


Figura 4.1 - Metodologias de análise sísmica segundo o Eurocódigo 8 (2004).

Em sistemas lineares as análises estáticas têm em consideração as ações permanentes e variáveis, quanto às análises dinâmicas tem-se em conta a variação da ação ao longo do tempo. Já em sistemas não lineares, as análises dinâmicas têm em conta as ações e deformações existentes na estrutura no início da ação dinâmica. Esse pressuposto advém da necessidade de se estabelecer a rigidez inicial da estrutura para se poder iniciar a análise dinâmica (Chopra, 1995). O organograma da figura 4.2 traduz de uma forma reduzida os diferentes tipos de análise estrutural usados na engenharia sísmica.

Ao longo da presente dissertação, a metodologia a utilizar será análise dinâmica não linear, mais em concreto a análise incremental dinâmica, visto ser a metodologia que permite obter resultados mais aproximados da realidade, pois a capacidade da estrutura se deformar além dos limites elásticos é introduzida. Estas análises serão usadas para testar a capacidade da estrutura em estudo segundo diferentes direções de solicitação, e consequentemente obter curvas de capacidade e de fragilidade. Estas análises serão realizadas de acordo com o Eurocódigo 8 (2004) e usando o programa de cálculo *SeismoStruct* (2012).

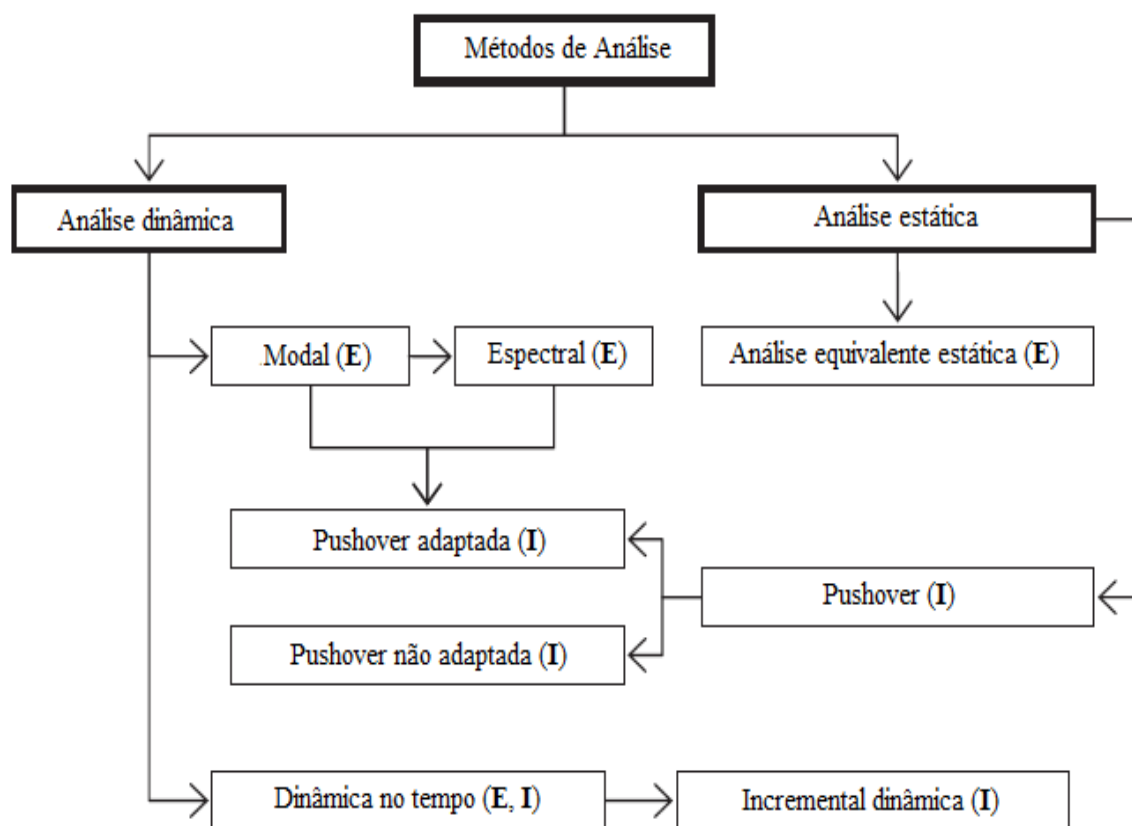


Figura 4.2 - Métodos comuns de análise estrutural usados em engenharia sísmica. E = análise elástica; I = análise inelástica (adaptado de Elnashai e Sarno, 2008).

4.2. Análise estática não linear – *Pushover*

A análise estática não linear, mais convencionalmente denominada por análise *pushover*, é a alternativa mais aconselhável para as análises inelásticas dinâmicas na engenharia sísmica. Este tipo de análise proporciona curvas de carga versus deslocamento desde o estado de repouso até ao estado de colapso total, denominadas de curvas *Pushover* ou capacidade (Datta, 2010).

Ao contrário da análise linear, usualmente utilizada para o dimensionamento de estruturas sob ação sísmica, e da análise não linear dinâmica, utilizada particularmente em investigação desde o ano de 1970, a análise *pushover* não era amplamente conhecida ou utilizada até às primeiras diretrizes da nova geração para a reabilitação sísmica de edifícios existentes (ATC,

1997) adotarem esta análise como método de referência (Fartis, 2009). As primeiras aplicações desta metodologia foram realizadas por Gulkan e Sozen (1974), onde um sistema SDOF (*single degree of freedom*) procura representar a estrutura de múltiplos graus de liberdade através de uma estrutura equivalente; A curva que representa a relação entre a força e o deslocamento da estrutura equivalente é definida através de análises de elementos finitos ou cálculos simplificados, de modo a caracterizar a rigidez inicial, a resistência de cedência e a resistência última (Marques, 2011). Apenas desde esta altura que as análises *pushover* têm sido adotadas como uma alternativa fiável para o estudo do comportamento das estruturas quando sujeitas a ações sísmicas. As análises *pushover* permite a identificação do mecanismo de deformação e colapso da estrutura, bem como a monitorização do estado de dano das secções críticas para determinados níveis de carga. Este método, representado na figura 4.3, possibilita efetuar o controlo da ductilidade da estrutura à medida que o carregamento incremental é acionado, sendo obtida a evolução do comportamento de dissipação de energia até atingir o mecanismo correspondente ao colapso. Este controlo tem por base a quantificação das curvaturas mobilizadas nas secções críticas, nas extremidades dos elementos e comparação deste valor com o respetivo valor de cedência.

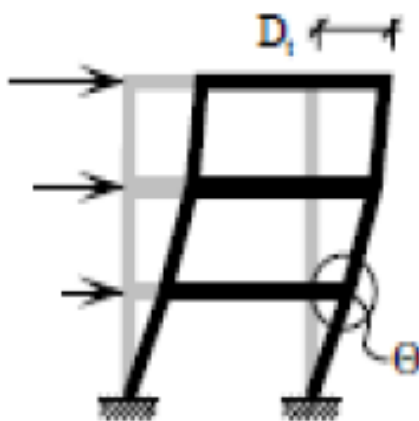


Figura 4.3 – Esquematização do método *pushover* (Pereira, 2010).

Este método de análise consiste na extensão do “método de forças laterais” da análise estática para o regime não linear. Carregando estaticamente uma estrutura com cargas gravíticas juntamente com forças laterais de forma a determinar o deslocamento no topo do edifício e o corte basal, servindo assim o corte basal para definir a carga limite da estrutura sujeita a

forças laterais, permite a obtenção então das curvas de capacidade. Os elementos de ligação transformam-se então em rótulas plásticas e as forças horizontais são aumentadas até à criação da curva de capacidade estática não linear. Nesta curva concentra-se uma grande informação do estado estrutural, desde a rigidez elástica inicial, ao início da fase de cedência, às fases de degradação de rigidez ou a resistência máxima (Tso e Moghadam, 1998).

Sousa *et al.* (2013) analisou a vulnerabilidade sísmica de diversas estruturas, seguindo um largo espetro de metodologias, e avaliando um vasto número de parâmetros estruturais e dinâmicos, que incluiu curvas de capacidade. Estas curvas foram calculadas para várias estruturas, de acordo com duas direções (X e Y), conduzindo aos resultados ilustrados na figura 4.4.

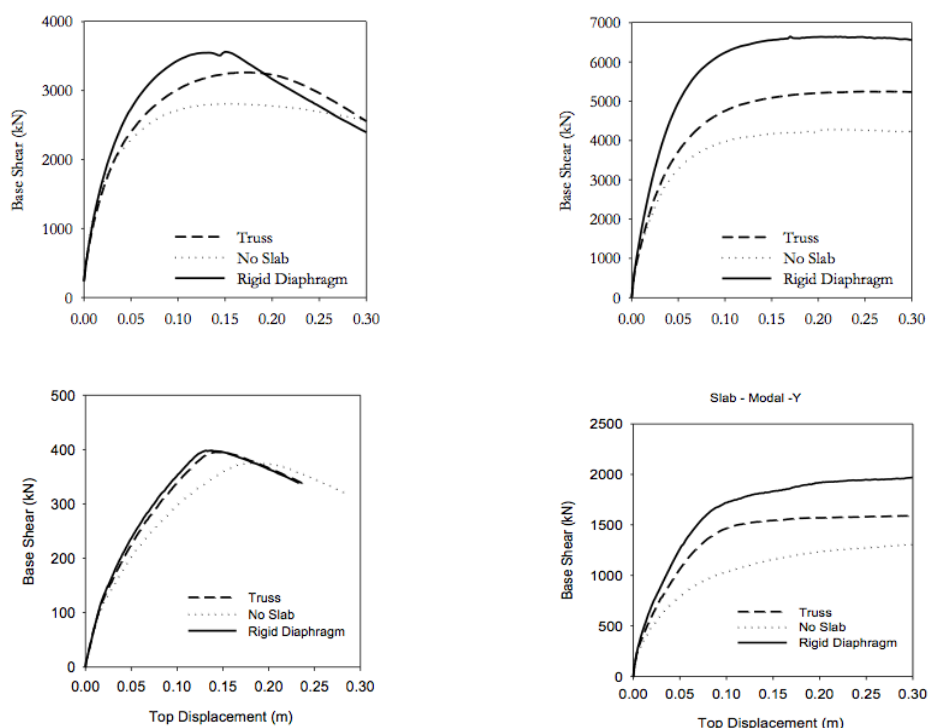


Figura 4.4 - Curvas de capacidade segundo direção X (esquerda) e Y (direita) (adaptado de Sousa *et al.* (2013)).

Através da avaliação das curvas representadas na figura anterior, é possível compreender-se que o comportamento estrutural é distinto para cada direção de solicitação. Os autores

concluíram que o colapso foi atingido mais rapidamente quando considerando a direção X, e uma melhor performance foi obtida para a direção Y neste caso particular.

Como se pode constatar na figura 4.2, existem dois tipos de análise não linear estática para a avaliação da capacidade estrutural – **não adaptada** (perfil de forças aplicado não varia durante a análise) e **adaptada** (adapta-se à degradação da estrutura) - que podem ser distintas pela caracterização das forças horizontais aplicadas. De forma a realizar uma avaliação da exigência estrutural de uma ação sísmica pré-estabelecida, regulamentos de dimensionamento antissísmico (CEN, 2004, OPCM, 2003) e diversos documentos ou normas (ATC40, 1996, FEMA273, 1997, FEMA356, 2000) expõe algumas metodologias simplificadas, tais como: *capacity spectrum method* (CSM), introduzido por Freeman no seu formato original e mais tarde aperfeiçoado (Freeman, 1998); e *N2 method*, metodologia adotada no Eurocódigo 8 como uma análise não linear estática alternativa, apresentada por Fajfar (Fajfar, 1999; Fajfar e Fischinger, 1988). Por outro lado, um segundo grupo de métodos que abrange procedimentos aperfeiçoados e completamente adaptativos como o *adaptive capacity spectrum method* (ACSM), proposto por Casarotti e Pinho (2007); o método *modal pushover analysis* (MPA) apresentado por Chopra e Goel (2002) onde o perfil de carga é modificado de acordo com as características modais; ou o *adaptive modal combination procedure* (AMC) sugerido por Kalkan e Kunnath (2006).

4.3. Análise dinâmica não linear – *incremental dynamic analysis*

Análise dinâmica incremental, quando utilizada de forma correta tende a ser considerado o método de análise estrutural de maior precisão para o estudo do comportamento estrutural de edifícios sujeitos a ações sísmicas. Contudo, esta metodologia é complexa, necessita de ferramentas computacionais elevadas e os tempos de análise são superiores a outras metodologias.

Este modelo consiste na utilização de várias análises dinâmicas não lineares, adotando acelerogramas representativos de cenários sísmicos, sendo cada um deles escalado de forma a simular diferentes tipos de intensidade. Este escalamento é realizado de forma a estrutura percorrer desde o comportamento elástico, até ao comportamento plástico e finalmente até atingir a instabilidade global, provocando assim o seu colapso. O objetivo da IDA é criar um

número significativo de resultados que relacionam um determinado parâmetro de resposta estrutural com o nível de intensidade de forma a avaliar-se o risco sísmico através do correto tratamento probabilístico dos resultados.

O número de IDAs é definido pela quantidade de acelerogramas considerados e a quantidade de análises dinâmicas equivale ao número de acelerogramas multiplicado pelo número de fatores de intensidade. De seguida apresenta-se uma lista resumo das etapas a seguir para uma única realização de IDA (Fernandes, 2013):

- i) Definir o registo sísmico adequado;
- ii) Definir uma medida de intensidade escalável;
- iii) Definir uma medida de dano (deslocamentos, acelerações, corte, rotações, entre outras);
- iv) Definir o conjunto de fatores de escalonamento da medida de intensidade;
- v) Aplicar os fatores de escalonamento ao registo sísmico;
- vi) Executar a análise dinâmica no modelo estrutural da menor intensidade;
- vii) Avaliar as medidas de dano consideradas em função da medida de intensidade;
- viii) Repetir os dois últimos passos percorrendo as intensidades seguintes.

Como acima referido, a análise dinâmica incremental tende a ser o método mais preciso na análise estrutural sob ação sísmica e tem vindo a ser utilizado com maior frequência e de seguida apresentam-se algumas das vantagens e objetivos deste método.

- i) Cuidadosa compreensão entre a gama de resposta da estrutura e os diferentes níveis de registos sísmicos (acelerogramas). O tratamento de dados é efetuado segundo um ou mais parâmetros de resposta em função do pico correspondente a diferentes intensidades, permitindo ao utilizador a correta compreensão do comportamento da estrutura;
- ii) Melhor compreensão das implicações estruturais de registos de vibração de solo mais raros e severos. A possibilidade de escolha das características dos acelerogramas, bem como a sua divisão em diferentes intensidades, permite perceber como se comporta a estrutura para níveis de intensidade severos encontrando assim os limites associados às características da estrutura;

- iii) Melhor compreensão do conteúdo da resposta estrutural à medida que a intensidade de vibração de solo aumenta. Os acelerogramas são selecionados para uma determinada aceleração de pico e posteriormente são escalados para o incremento de aceleração pretendido, obtendo-se assim o número de fatores de escala ou número de intensidades que serão necessárias para atingir o pico. Para cada intensidade ensaiada, o utilizador tem a possibilidade de monitorizar o comportamento da estrutura segundo diferentes parâmetros que pretenda controlar, podendo então observar, por exemplo, os padrões de deformação máximos em altura e o processo de alteração das condições de resistência e rigidez,
- iv) Produzir estimativas da capacidade dinâmica global da estrutura. A utilização da IDA permite não só o controlo das exigências ao nível dos elementos estruturais, definidos pelas normas de dimensionamento sísmico (por exemplo o Eurocódigo 8), como também avaliar o comportamento global da estrutura através dos mecanismos que se formam e dos limites de *drifts* como por exemplo, os limites propostos por ASCE (2007);
- v) Possibilidade de comparação de resultados obtidos por diferentes parâmetros entre diferentes acelerogramas. A utilização de acelerogramas distintos e a correta análise do comportamento da estrutura permite que se possam aferir alguns comentários entre um conjunto de acelerogramas com determinadas características em comum (Vamvatsikos, 2002).

Quando se menciona o conceito de intensidade (fator de escala ou apenas IM) na IDA não se refere apenas aquelas medidas quantitativas que caracterizam o acontecimento sísmico, como por exemplo, escala de magnitude de momento, duração ou escala modificada de intensidade de Mercalli, sendo estas encaradas como não escaláveis. As quantidades mais utilizadas para a definição das características dos acelerogramas e possível escalonamento em IDA são, por exemplo, a aceleração de pico do movimento de solo (*Peak ground acceleration*), a velocidade de pico do movimento do solo (*Peak ground velocity*), a aceleração espectral da estrutura para o período do primeiro modo de vibração e o fator de normalização R (equivalente ao fator de redução de cedência) (Chopra, 1995).

A presente dissertação tem como objetivo a avaliação das implicações da ação sísmica nas estruturas de edifícios. Os danos que as estruturas sofrerão derivam da obtenção de resultados sobre os parâmetros de resposta selecionados após realizar as análises dinâmicas. De forma a uma obtenção de diferentes características da resposta estrutural, aquando a análise dinâmica incremental – IDA, é aconselhável a seleção de dois ou mais parâmetros para a avaliação de dano. Alguns dos parâmetros a considerar podem ser o corte basal, as rotações nos nós, os deslocamentos e as acelerações. Contudo, na presente dissertação o parâmetro de resposta utilizado para avaliar a resposta estrutural é os *drifts* pois os danos causados em elementos estruturais é mais sensível a este parâmetro.

Executada a IDA para todos os acelerogramas selecionados, os resultados de pós-processamento apresentam-se em panorama global sob a forma de curvas IDA e existem tantas curvas quantos acelerogramas e intensidades tiverem sido utilizadas. Estas curvas representam a resposta estrutural sob a forma de medida de intensidade escalar adotada pelos parâmetros de resposta (EDP) escolhidos. A apresentação dos resultados nesta forma não dá para ter uma visualização e interpretação pormenorizada da resposta estrutural, contudo pode fornecer algumas aferições de interesse, como por exemplo, a identificação da passagem de regime linear elástico para regime não linear, possível colapso da estrutura, valores de pico do EDP, visualização de fenómenos de degradação das características da resposta estrutural, entre outros.

De forma a realizar uma análise mais apropriada ao desempenho da estrutura é necessário realizar um tratamento diferente de resultados obtidos e apresentados pelas curvas IDA, partindo para a análise da capacidade da estrutura e dos seus elementos. Vamvatsikos (2002) faz referência a duas metodologias: uma baseada na avaliação de dano e outra baseada na avaliação da medida de intensidade. A primeira metodologia consiste em avaliar os danos provocados na estrutura ao abrigo das normas de dimensionamento sísmico, adotando as disposições dos diferentes estados limite e regista-se assim o momento em que estes são ultrapassados. Percorrem-se assim os limites do menos severo, ao mais severo. Em alternativa, a metodologia baseada na medida de intensidade, surge com o objetivo de se determinar a capacidade de colapso da estrutura pela identificação de um único ponto da curva IDA que separa o colapso do não colapso.

Perante estas duas metodologias apresentadas, facilmente se depreende que a primeira é mais simples e acessível de aplicar, fornecendo informação sobre a estrutura em diferentes níveis de comportamento. Sobre a segunda metodologia percebe-se que identificar um único ponto para a estrutura entre o colapso e não colapso é praticamente impossível, pois as curvas IDA vão apresentar diferentes características indicando diferentes pontos nas diferentes curvas (Fernandes, 2013). A metodologia utilizada no caso de estudo foi a baseada na medida de danos e é importante referir que esta metodologia pode falhar na determinação da capacidade de colapso. No entanto se o modelo for suficientemente adequado, o colapso pode ser identificado pela não convergência da análise em vez da obtenção de resultados. Neste patamar percebe-se a importância de se possuir um número significativo de análises dinâmicas que consigam fornecer uma correta visualização do comportamento da estrutura.

4.4. Seleção de acelerogramas

Os registos de atividades sísmicas têm grande importância quando se efetuam análises estruturais, em particular em análises dinâmicas, principalmente quando conjugadas com o comportamento não linear do material dos elementos. Contudo, é necessário analisar cuidadosamente o conjunto de sismos utilizados para análise (Marques, 2010).

Para a realização de análises sísmicas é possível a utilização de acelerogramas artificiais ou reais. Os primeiros consistem em uma alternativa aos registos reais devido à dificuldade de seleção, já os segundos têm vindo a ser alvo de estudo e o conhecimento sobre os mesmos tem vindo a aumentar ao longo dos anos. O próprio Eurocódigo 8 dá preferência à utilização de acelerogramas reais para a realização de análises não lineares.

Contudo, a escolha do acelerograma a utilizar envolve a análise das vantagens e potencialidades de cada variante. Se por um lado interessa o lado prático e sistemático da análise, por outro devem ser evitadas ações sísmicas que conduzam a efeitos excessivos e ao consequentemente afastamento da realidade, o que leva ao sobredimensionamento estrutural (Marques, 2010).

Dada a importância da variabilidade associada à ação sísmica na resposta estrutural, foi atribuída uma especial atenção à metodologia utilizada para a seleção e escalamento dos

acelerogramas. O método desenvolvido por Baker (2011), denominado “*Conditional Spectrum*” (CS), incorpora a consideração de um espectro de resposta médio, e respetiva variância, com base na qual o processo de seleção é efetuado, fornecendo um mecanismo adequado à determinação da variabilidade na resposta estrutural condicionada a diferentes níveis de intensidade sísmica. Este último baseia-se na observação empírica segundo a qual o conjunto de acelerações espectrais em vários períodos segue uma distribuição lognormal multivariável. Assim, definindo a aceleração espectral alvo em relação ao período fundamental de vibração, é possível obter o conjunto de magnitudes, distâncias e outros parâmetros causais por meio de desagregação (Bazzurro e Cornell, 1999), a fim de calcular a média e variância condicional nos períodos de interesse.

Como descrito em Sousa *et al.* (2014) outro aspeto fundamental do método abordado é a seleção de modelos de previsão de intensidade sísmica [“*ground motion prediction equations*” – GMPE] que é um passo importante para assegurar a coerência entre os acelerogramas selecionados e as propriedades da ação sísmica esperadas no local de interesse. Assim, os modelos de Atkinson e Boore (2006) e Akkar e Bommer (2010) são selecionados, seguindo as diretivas do trabalho desenvolvido por Silva *et al.* (2014). Neste contexto, uma computação “exata” do CS é adotada, considerando múltiplos conjuntos de magnitude, distância e GMPE com o peso correspondente determinado através de desagregação, conforme proposto por Lin *et al.* (2013).

Na presente dissertação, a localização da estrutura em estudo foi assumida como estabelecida em Lisboa. Para cada nível de intensidade de aceleração espectral, vinte acelerogramas foram selecionados das bases de dados PEER e ESMD, tendo em conta o melhor ajuste possível em relação aos espectros alvo, determinados através da metodologia acima mencionada (CS). Neste âmbito, um fator de escala máximo de 5 foi considerado no algoritmo de seleção correspondente,

4.5. Derivação de curvas de fragilidade

Por definição, a curva de fragilidade de um edifício, ou de um conjunto de edifícios com as mesmas características, corresponde à probabilidade dessa estrutura exceder um determinado conjunto de estados limite em função de uma medida do nível de intensidade

sísmica. Ou seja, uma função de fragilidade fornece a probabilidade de um determinado edifício entrar em colapso considerando um determinado nível de intensidade sísmica (Chen e Scawthorn, 2003).

Com a evolução do conhecimento dinâmico é possível afirmar que as estruturas devem ter capacidade de se adaptar a deslocamentos impostos por ações sísmicas, quer isto dizer que a estrutura não deve colapsar mesmo apresentando danos graves.

Como previamente referido, existem múltiplas possibilidades de análise estrutural, desde análise *pushover* a análises dinâmicas incrementais, contudo é necessário definir níveis de desempenho sísmico. Existem dois tipos de metodologias para a definição de curvas de fragilidade: métodos empíricos e métodos analíticos.

Nos tempos iniciais da engenharia sísmica, o estado de dano dos edifícios era definido através de avaliações visuais após a ocorrência de um evento sísmico. Estas avaliações tinham como objetivo estudar o comportamento estrutural sob ações sísmicas dependendo da sua construção e características. Com estas avaliações era possível formular uma curva de fragilidade, contudo este método não permite definir o desempenho estrutural antes da ocorrência de um evento sísmico.

Tendo por base a necessidade de estudar o comportamento estrutural antes de um evento sísmico e prever o seu nível de desempenho, estudos foram focados na dinâmica das estruturas, criando assim os métodos analíticos.

Capítulo 5

Resultados

5. Resultados

Com a definição do modelo estrutural a avaliar, juntamente com as ações sísmicas a considerar é possível partir assim para as análises automáticas através do programa de cálculo. Este programa realizou cem análises dinâmicas, mais concretamente análises dinâmicas incrementais – IDA, uma vez que se está na presença de vinte sismos com cinco intensidades cada sismo.

Após o término de todas as análises é necessário proceder a um tratamento adequado dos resultados obtidos e apresentados pelas curvas IDA, partindo então para a análise de capacidade da estrutura e dos seus elementos. Como previamente referido em 4.3, existem duas metodologias propostas por Vamvatsikos (2002): uma baseada na avaliação de dano e outra baseada na avaliação da medida de intensidade.

As possíveis opções para a definição dos estados limite podem variar significativamente e não parece existir um consenso na comunidade científica sobre qual o critério de dano mais correto a ser utilizado no desenvolvimento das funções de fragilidade. Como discutido por Akkar *et al.* (2005) e Erberik (2008) a aplicação de um critério local para definir os estados limite no desenvolvimento dos modelos de fragilidade não aparenta ser o mais apropriado. Por este motivo, na presente dissertação optou-se pela utilização da escala de estados limites propostos por (Rossetto e Elnashai, 2005) (seis estados limite), denominada por escala HRC (*homogenised reinforced concrete damage scale* – escala de dano homogeneizada para betão armado), cujo parâmetro estrutural - *drifts* máximos entre pisos ($ISD_{max\%}$) é caracterizado, visto que desta forma é possível caracterizar de modo mais realista o dano físico do edifício. Contudo, é importante referir que esta escala foi adaptada ao presente caso de estudo (quatro estados limite), sendo que os estados limite **muito leve** e **leve** foram unidos num só (pois o primeiro é relativo a danos não estruturais). Os estados limite **colapso parcial** e **colapso** foram igualmente unidos, isto porque os dois estados se referem a danos severos na estrutura que impossibilitam a funcionalidade da mesma.

Os autores definiram esta escala em termos de índice de dano (ID_{HRC}), tendo em conta os *drifts* máximos entre pisos como parâmetro de resposta estrutural. Esta calibração foi

efetuada usando 25 testes dinâmicos para edifícios de betão armado, estimando assim os *drifts* máximos entre pisos para os seis estados limites de dano, como descrito na tabela 5.2.

Estado limite	Deslocamento relativo entre pisos (%)	Dano expectável
Leve	0.43	Pequenas fendas em vigas e pilares
Moderado	1.02	Fendas em quase todas as vigas e pilares Início do dano estrutural
Extensivo	2.41	Dano estrutural severo Capacidade limite da estrutura atingida
Colapso	4.27	Completo ou iminente colapso estrutural

Tabela 5.1 - Valores em % para os estados limites de dano tendo em conta o *drifts* máximos entre pisos (Rossetto e Elnashai, 2005).

5.1. Curvas capacidade

Como referido no capítulo 4.2, as curvas de capacidade, determinadas através de análises *Pushover*, possibilitam o relacionamento da capacidade de deformação lateral da estrutura sob ação de forças laterais impostas na estrutura. Neste contexto, a ferramenta *SeismoStruct* foi empregue para a derivação destas curvas nas duas direções (X e Y), assumindo um carregamento lateral triangular. Esta abordagem permite realizar uma melhor acomodação das solicitações esperadas durante um sismo (Silva *et al.*, 2014).

As figuras 5.1 e 5.2, representam a evolução do valor máximo de deslocamento obtido em função do corte basal, para a direção X e para a direção Y, respetivamente.

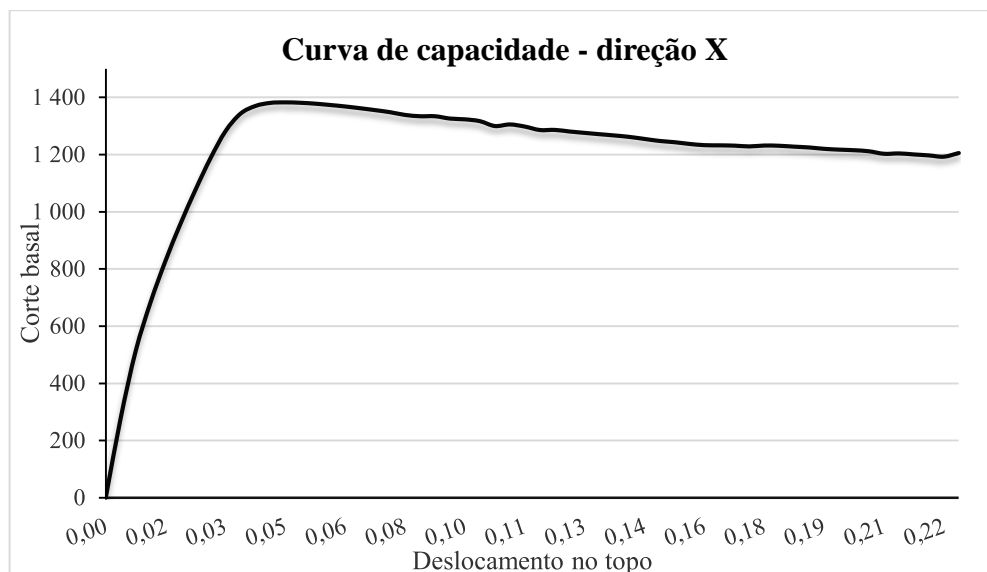


Figura 5.1 - Curva de capacidade - direção X.

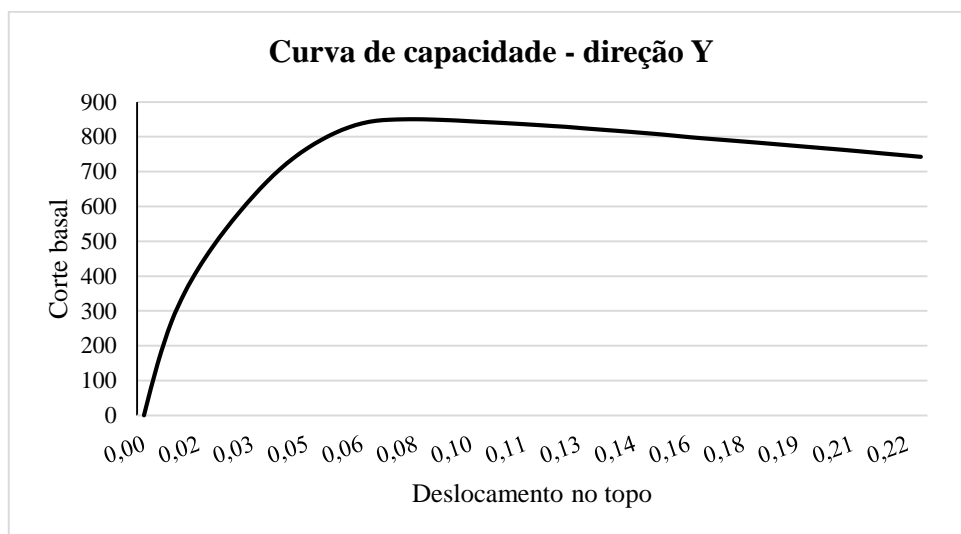


Figura 5.2 - Curva de capacidade - direção Y.

Analisando os gráficos verifica-se que na direção X o corte basal máximo corresponde a aproximadamente 1380 kN para um deslocamento de 0,056 metros, enquanto na direção Y o corte basal máximo corresponde a 851 kN para um deslocamento de 0,08 metros. Existe um largo espectro de informação que pode ser retirada através da análise destas curvas.

Através do declive do primeiro ramo das curvas de capacidade, é possível compreender que existe uma maior rigidez e capacidade resistente na direção X, em comparação com a direção Y. Adicionalmente, pode-se também concluir que em termos de capacidade de deslocamento, a direção Y apresenta uma performance ligeiramente inferior.

Por último, é importante referir que foi observado um comportamento distinto em cada direção, que irá inevitavelmente influenciar os modelos de fragilidade em cada direção.

5.2. Curvas de fragilidade

Como previamente descrito, o presente estudo centrasse na comparação de resultados obtidos através de análises incrementais dinâmicas de forma a avaliar o comportamento da estrutura tendo em conta a direção da solicitação sísmica e para tal, procedeu-se ao desenvolvimento das curvas de fragilidade, que descrevem a probabilidade de exceder um determinado estado limite de dano em função da intensidade sísmica adotada (S_a). Desta forma, para cada uma das intensidades sísmicas foram aplicadas os registos sísmicos associados, e foi verificado o estado de dano da estrutura. Usando a distribuição da estrutura nos diferentes estados de danos, é possível efetuar regressões estatísticas com o intuito de estimar a curva logarítmica que traduz a probabilidade de excedência de cada estado de dano. Nas figuras 5.2, 5.3 e 5.4, estas curvas de fragilidade encontram-se representadas para as direções X, Y e XY respetivamente.

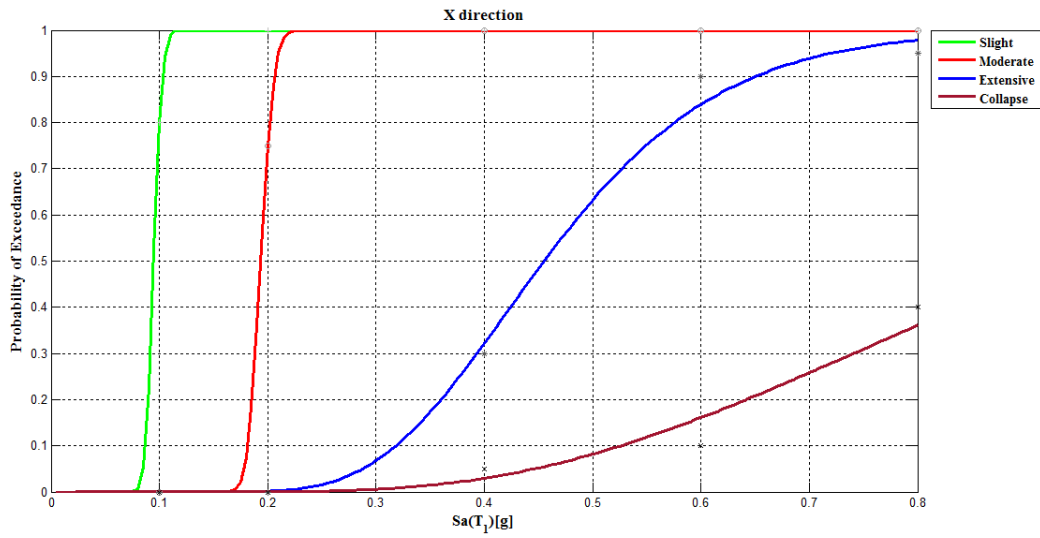


Figura 5.3 - Curva de fragilidade: direção X.

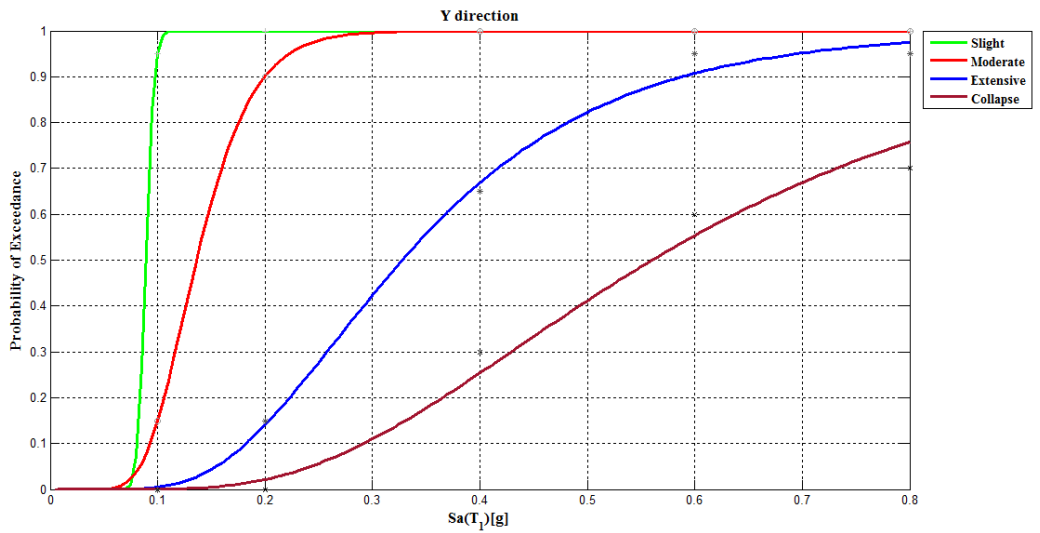


Figura 5.4 - Curva de fragilidade: Direção Y.

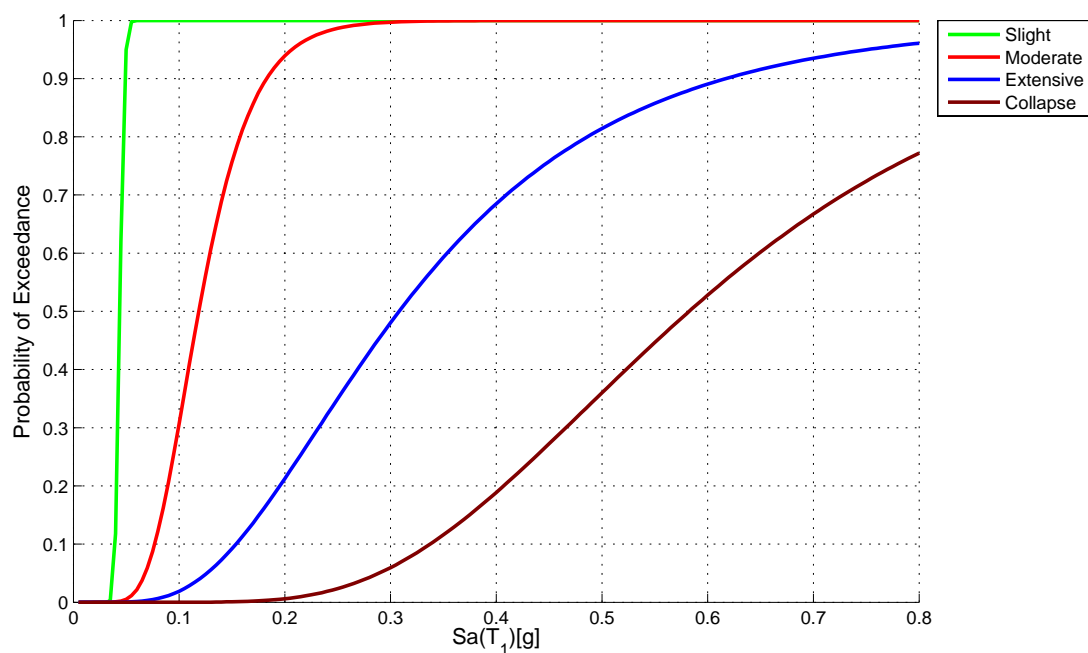


Figura 5.5 - Curva de fragilidade: Direção XY.

Por forma a observar facilmente as diferenças entre os três modelos, na figura seguinte encontram-se representadas as curvas para as três configurações de solicitação sísmica.

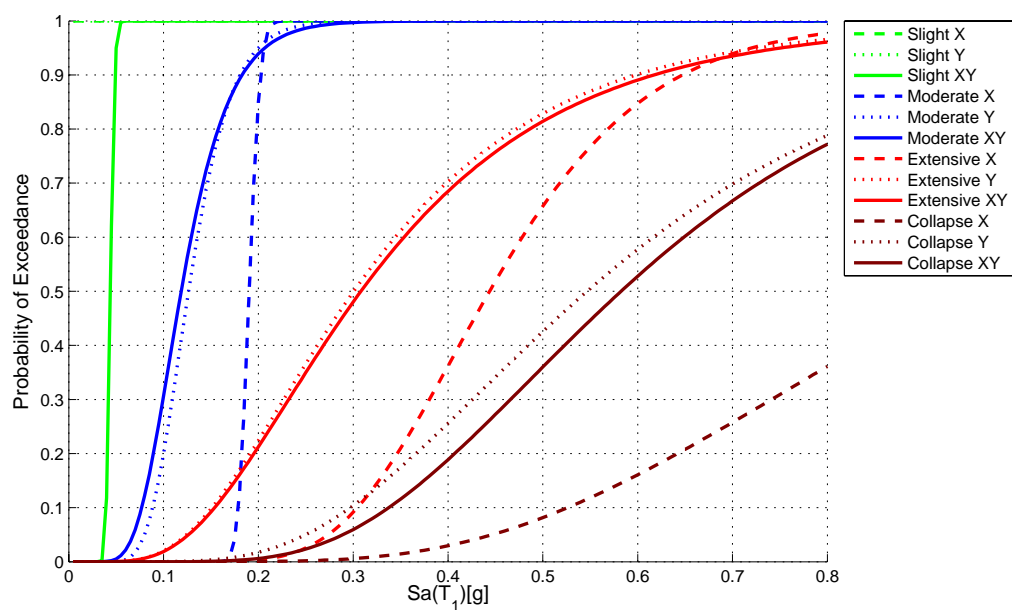


Figura 5.6 - Curva de fragilidade: Global.

5.3. Discussão resultados

Através da análise das curvas de fragilidade acima representadas é possível verificar que existe uma ligeira diferença nas curvas entre os dois primeiros estados limite de dano (leve e moderado), isto ocorre devido à diferença entre os valores limite para os *drift* nestes dois níveis (como possível verificar na tabela 5.1) como também à transição do estado de comportamento da estrutura de elástico para não linear, onde qualquer variação é mais sensível.

A partir da figura 5.3 conjuntamente com o estudo de capacidade é possível deduzir que a direção da estrutura que confere maior resistência é a direção X, visto ser a que tem menor probabilidade de exceder qualquer um dos estados limite de dano. É então possível concluir que adotando a direção mais frágil para o estudo do comportamento estrutural sob atividade sísmica (caso mais comum da literatura), a probabilidade de colapso anual seria sobrestimada, assim como as possíveis perdas para a estrutura. Com isto, a definição de um premium (custo) de uma apólice de seguro seria escusadamente elevado, e provavelmente uma medida de transferência de risco não atrativa para proprietários de edifício. Pelo contrário, adotando a direção mais conservativa seriam obtidas probabilidades de excedência menores e o risco sísmico seria subestimado, levando a possíveis desenvolvimentos de reforço estrutural ou definição de planos de emergência inadequados, o que poderia resultar em perdas económicas e humanas consideráveis na eventualidade de um sismo.

A figura 5.6 apresenta as curvas de fragilidade obtidas nas três análises efetuadas, permitindo assim uma análise mais clara. É possível observar-se que a consideração das duas direções simultaneamente leva a resultados distintos dos observados em cada direção separadamente, sendo estes próximos da direção Y (configuração mais frágil). Dado isto, é possível afirmar-se que estas diferenças entre as várias curvas de fragilidade vão conduzir inevitavelmente a distintos níveis de risco sísmico. Por outras palavras, os resultados aqui apresentados indicam que a forma como a ação sísmica é considerada pode afetar consideravelmente o risco sísmico esperado.

Capítulo 6

Considerações finais

6. Considerações finais

Perante os resultados obtidos e apresentados nos subcapítulos 5.2 e 5.3, é possível tirar conclusões sobre o estudo realizado ao longo da presente dissertação. É de salientar que estas conclusões servem apenas para o caso de estudo aqui considerado, estando este condicional às várias análises realizadas.

Como referido anteriormente, a maioria dos estudos sobre o comportamento estrutural sob ação sísmica centra-se essencialmente em análises unidirecionais em estruturas bidimensionais (pórticos). Isto deve-se ao facto da exigência computacional ser consideravelmente inferior em comparação com os requisitos para a realização de análises tridimensionais.

É importante referir que o facto de se terem realizado análises para poucas intensidades diminuiu a dispersão de resultados. Isto é, deveria ter-se realizado um maior número de análises, e em particular para intensidades mais baixas. Esta limitação é visível através do declive demasiado vertical para a curva para o dano ligeiro (*Slight*). De forma semelhante, também é possível observar-se que as curvas para dano extensivo e de colapso não atingem uma probabilidade de excedência alta, o que significa que os níveis mais severos de intensidade deveriam ter sido explorados. No entanto, mesmo apenas considerando 5 níveis de intensidade, 20 registos sísmicos por intensidade e 3 configurações de solicitação, foram realizadas mais de 300 análises não lineares dinâmicas, o que representa um esforço considerável.

A análise efetuada sobre as curvas de capacidade e de fragilidade permitiram concluir que a direção mais frágil da estrutura é a direção Y, visto ser a direção que obteve menor máximo de corte basal, segundo as curvas de capacidade, e também a que possui maior probabilidade de exceder determinado estado limite, como é possível verificar na figura 5.4. É assim exequível depreender que quando se impõe uma ação sísmica segundo a direção Y a estrutura irá sofrer maiores deformações e consequentemente maiores danos.

Sob uma perspetiva mais prática, é importante compreender de que forma é que estas diferenças na fragilidade poderão afetar a análise de risco sísmico, e consequentemente

qualquer medida de mitigação das consequências devido a sismos que venham a ser desenvolvidas. Caso fosse tomada a decisão de apenas considerar-se a direção mais frágil (o que se trata do caso mais comum na literatura), a probabilidade de colapso anual seria sobre-estimada, assim como as possíveis perdas para a estrutura. Com isto, a definição de um *premium* (custo) de uma apólice de seguro seria escusadamente alto, e provavelmente uma medida de transferência de risco não atrativa para o proprietário do edifício. Por outro lado, caso se considera a direção que resulta em curvas de fragilidade mais conservativas (probabilidades de excedência menores), o risco sísmico seria sob-estimado, e um possível desenvolvimento de reforço estrutural poderia vir a ser inadequado, e resultar em perdas económicas e humanas consideráveis na eventualidade de um sismo. A consideração das duas componentes de solicitação sísmica permite obter-se fragilidade estrutural mais próxima da realidade, mas com o custo de uma exigência computacional mais alta.

Contudo, apesar dos resultados obtidos e das conclusões apresentadas, é de ressaltar a necessidade de se efetuarem mais análises dinâmicas a um maior número de estruturas e também a um maior número de acelerogramas de forma a se obter um maior número de resultados que permitam retirar conclusões mais exatas e fidedignas. No futuro, com estas análises poderá também juntar-se a alternância dos ângulos de incidência, pois a ação sísmica não é imposta no edifício apenas numa direção nem segundo os eixos principais. Poderá também efetuar-se análise a diferentes tipologias de edifícios, permitindo assim obter resultados para estruturas que possuem diferentes técnicas construtivas.

Capítulo 7

Bibliografía

7. Referências Bibliográficas

Akkar, S., Sucuoglu, H. e Yakut, A. (2005). Displacement-based fragility functions for low and mid-rise ordinary concrete buildings. *Earthquake Spectra*, 21 (4), 901–27.

Akkar, S. e Bommer, J., (2010). Empirical equations for the prediction of PGA, PGV and spectral accelerations in Europe, the Mediterranean region and the Middle East. *Seismological Research Letters*, 81(2):195-206.

ATC (1985). Earthquake damage evaluation data for California. *American Technology Council Report*. No. 13.

ATC40 (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Applied Technology Council*. Vol. 1 e 2.

ATC (1997). NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. *Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council and the Federal Emergency Management Agency* (FEMA Reports 273, 274), Washington, DC.

Atkinson, G., Boore, D., (2006). Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(6):2181-2205.

ASCE (2007). Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06). *American Society of Civil Engineers*, Reston, Virginia, USA.

Baker, J.W., (2011). Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection. *J. Struct. Eng.* 137, 2011; SPECIAL ISSUE: Earthquake Ground Motion Selection and Modification for Nonlinear Dynamic Analysis of Structures, 322 – 331.

Bazzurro, P. and C. A. Cornell., (1999). Disaggregation of seismic hazard. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(2), 501–520.

Bento, R. (1996). Avaliação do Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas de Betão Armado. Tese de Doutoramento, IST, Lisboa.

- Athanatopoulou, A.M., (2005). Critical orientation of three correlated seismic componentes. *Engineering Structures*, 27 (2), 301–312.
- Casarotti, C. e Pinho, R. (2007). An Adaptive Capacity Spectrum Method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (3), 377-390.
- CEB (1994). *Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures under Alternate Actions Inducing Inelastic Response*. Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'information no. 220. Vol. 2.
- CEN (2004). *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance-part 2: bridges. pren 1998-2*. CEN, Brussels.
- Cosenza, E., Verderame, G.M., Strutturale, P., Federico, N. e Mandredi, G., (2002). Seismic assessment of gravity load designed RC frames: critical issues in structural modelling. *Journal of Earthquake Engineerig*, 6 (1), 101-122.
- Chen, W e Scawthorn, C. (2002). *Earthquake Engineering Handbook*.
- Choffat, P., (1912). Le tremblement de terre du 23 Avril 1909 dans le Ribatejo. Revista de Obras Publicas e Minas, Tomo XLIII, Imprensa Nacional, Lisboa, Portugal (em francês).
- Chopra, A. K. (1995). Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering. *Prentice-Hall International*, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- Chopra, A. K. e Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (3), 561-582.
- Colombi, M., Borzi, B., Crowley, H., Onida, M., Meroni, F. e Pinho, R. (2008). Deriving vulnerability curves using Italian earthquake damage data. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6 (3), 485-504.
- Datta, T.K. (2010). *Seismic Analysis of Structures*. Wiley, Delhi, India.

- Ellingwood, B.R. e Wen, Y.-K., (2005). Risk-benefit-based design decisions for low-probability/high consequence earthquake events in mid-America. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 7 (2), 56–70.
- Elnashai, A.S. (2001). Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*, 12(1), 51–69.
- Elnashai, A. S. e Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. Wiley, Chichester, England, UK.
- European Committee for Standardization (CEN), (2003). *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance*. Brussels: CEN. prEN-1998.
- Eurocódigo 8 (2004). *Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*.
- Eurocódigo 2 (2004). *Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*.
- Erberik, M. A., (2008). Fragility-based assessment of typical mid-rise and low-rise RC buildings in Turkey. *Eng. Struct.* 30 (5), 1360–1374.
- Fardis, M. N. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*. Patras, Greece.
- Farinha, J.S.B. (1955). Acção dos sismos sobre as construções. Simpósio sobre a acção dos sismos e a sua consideração no cálculo das construções. Memória n.º 112. Boletim da Ordem dos Engenheiros, no 22. Lisboa.
- Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28 (9), 979-993.
- Fajfar, P. e Fischinger, M. (1988). N2—a method for nonlinear seismic analysis of regular structures. *Proceedings of 9th World Conference of Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, 5, 111-116.

FEMA273 (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*.

FEMA356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*.

Fernandes, S. (2013). *Caraterização da fragilidade sísmica de edifícios*. Tese de Mestrado, engenharia civil, universidade do Porto, porto, Portugal.

Filippou F.C., Popov E.P. e Bertero V.V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints. Report EERC 83-19, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.

Fragiadakis, M., Vamvatsikos, D. e Papadrakakis, M., (2006). Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a nine-storey steel frame. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35 (12), 1489–1509.

Freeman, S. (1998). Development and use of capacity spectrum method. *Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*, Seattle.

Freeman, S., Nicoletti, J. e JV, T. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk - A case study of puget sound naval shipyard. *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineers*, Berkeley.

Gherzi, A. e Rossi, P.P., (2001). Influence of bi-directional ground motions on the inelastic response of one-storey in-plan irregular systems. *Engineering Structures*, 23 (6), 579–591.

Gulkan, P. e Sozen, M. A. (1974). Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions. *ACI Journal Proceedings*, 71 (12).

Hellesland, J. e Scordelis, A. (1981). Analysis of RC bridge columns under imposed deformation”. *IABSE colloquium*.

Kalkan, E. e Kunnath, S. K. (2006). Adaptive Modal Combination Procedure for nonlinear static analysis of building structures. *Journal of Structural Engineering*, 132 (11), 1721-1731.

Lagaros, N.D., Fotis, A.D. e Krikos, S.A., (2006). Assessment of seismic design procedures based on the total cost. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 35 (11), 1381–1401.

Lagaros, N. (2010). Multicomponent incremental dynamic analysis considering variable incidente angle. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6 (1-2), 77–94.

Lin, T., Haselton, C. B., Baker, J., (2013). Conditional – Spectrum – based ground motion selection. Part II: Intensity-based assessments and evaluation of alternative target spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.

Madas, P. e Elnashai, A.S., (1992). A new passive confinement model for transient analysis of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 409-431.

Mander, J.B., Priestley, M.J. e Nigel, Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engeneering*, 114 (8), 1804-1826.

Martínez-Rueda, J. Enrique e Elnashai, A. S. (1997). Confined concrete model under cyclic load. *Materials and Structures*, 30 (3), 139-147.

Mari, A. e Scordelis, A. (1984). Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames. *SESM Report* 82-12.

Marques, M. (2011). *Avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios*. Tese de Doutoramento, Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Menegotto, M. e Pinto P.E., (1973). Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of

Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. *International Association for Bridge and Structural Engineering*. Zurich. Switzerland, 15-22.

MacRae, G.A. e Tagawa, H., (2001). Seismic behaviour of 3D steel moment frame with biaxial columns. *Journal of Structural Engineering*, 127 (5), 490–497.

Neuenhofer A., Filippou F.C., (1997). Evaluation of nonlinear frame finite-element models. *Journal of Structural Engineering*, 23 (7), 958-966.

OPCM (2003). Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica Italy — OPCM 3274.

Penelis, G. G. e Kappos, A. J., (1997). Earthquake-resistant concrete structures. *Technical report, E & Fn Spon* (Chapman & Hall), 1997.

Pereira, N., (2010). *Simulação numérica de edifícios de betão armado sujeitos à ação sísmica*. Tese de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Porter, K.A. (2000). *Assembly-based vulnerability of buildings and its use in seismic performance evaluation and risk-management decision-making*. PhD thesis, Civil and Environmental Engineering Department , University Stanford, California.

Rigato, A.B. e Medina, R.A., (2007). Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions. *Engineering Structures*, 29 (10), 2593–2601.

Rocha, P. (2011). *Reforço e reparação de pilares de edifícios de betão armado em zonas sísmicas*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

Rossetto, T. e Elnashai, A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European- type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*. 25(10), 1241-1263.

Rossetto, T. e Elnashai, A. (2005). A new analytical procedure for the derivation of displacement based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures*, 27 (3), 397– 409.

Sarabandi, P., Pachakis, D., King, S. e Kiremidjian, A., (2004). Empirical fragility functions from recent earthquakes. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.

Seismosoft (2012). Seismostruct: User Manual (V.6). Italy.

Silva, V., Crowley, H., Pagani, M., Monelli, D. e Pinho, R. (2013). Development of the OpenQuake engine, the Global Earthquake Model's open-source software for seismic risk assessment. *Natural Hazards* 72 (3), 1409-1427.

Silva, V., (2013). *Desenvolvimento de modelos e ferramentas para a avaliação do risco sísmico: aplicação a Portugal*. Tese de Doutoramento, Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.

Silva, V., Crowley, H., Pinho, R. e Varum, H. (2013). Seismic Risk Assessment for mainland Portugal. *Bulletin of Earthquake Engineering*.

Silva, V., Crowley, H., Pinho, R. e Varum, H., (2013). Development of a Vulnerability Model for the Portuguese RC building stock. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 72 (3), 1409-1427.

Silva, V., Crowley, H., Varum, H., Pinho, R. e Sousa, L., (2014). Investigation of the characteristics of Portuguese regular moment-frame RC buildings and development of a vulnerability model. *Bulletin of Earthquake Engineering*.

Spacone E., Ciampi V. e Filippou F.C., (1996). Mixed formulation of nonlinear beam finite elemento. *Computers & Structures*, 58 (1), 71-83.

Sousa, M. L. (2006). *Risco sísmico em Portugal continental*. Tese Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

Sousa R., Sousa L., Kazantzidou D., Kohrangi M., Eroglu T., Nascimbene R. e Pinho R. (2012). Seismic Modelling and Analysis of Irregular RC Buildings. *Educational Report ROSE-2012*, IUSS Press, Pavia, Italy.

Sousa, L., Silva, V., Marques, M., Crowley, H. e Pinho, R., (2014). Including multiple IMTs in the development of fragility functions for earthquake loss estimation. *Proceedings of the 2nd International Conference on Vulnerability and Risk Analysis and Management*, Liverpool, United Kingdom.

Strasser, F.O., Bommer, J.J., Sesetyan, K., Erdik, M., Cagnan, Z., Irizarry, J., Goula, X., Lucantoni, A., Sabetta, F., Bal, I., Crowley, H. e Lindholm, C., (2008). A comparative study of European earthquake loss estimation tools for an earthquake scenario in Istanbul. *Journal of Earthquake Engineering*, 12 (S2), 246–256.

Tarque, N., Crowley, H., Varum, H. e Pinho, R., (2011). Displacement-based fragility curves for seismic assessment of adobe buildings. *Earthquake Spectra*, 28 (2), 759-794.

Tso, W.K. e Moghadam, A.S., (1998). Pushover procedure for seismic analysis of buildings. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1 (3), 337-344.

Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31 (3), 491–514.

Vamvatsikos, D., (2002). *Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis*. PhD Thesis, Stanford University, California, USA.

Vicente, R., Parodi, S., Lagomarsino, S., Varum, H. e Mendes Silva, J., (2010). Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9 (4), 1067-1096.

Yassin M.H.M., (1994). *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads*. PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA.

Zhai, C. and Xie, L., (2006). State-of-art applications of strength reduction factors in seismic design codes. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 26 (2), 1-7.

